

衝撃波発生装置を用いた構造物を用いた構造物-地盤系の振動試験に関する基礎的研究

著者	源 栄 正人
URL	http://hdl.handle.net/10097/41360

衝撃波発生装置を用いた構造物－地盤系の振動試験
に関する基礎的研究

(研究課題番号 11650573)

平成 11 年度～平成 12 年度科学研究費補助金(基礎研究 (C) (2))

研究成果報告書

平成 13 年 3 月

研究代表者 源 栄 正 人

(東北大学工学研究科教授)

東北大学図書



00021006586

附属図書館

目 次

はしがき	1
研究組織	1
研究経費	1
研究発表	2
英文概要	3

研究成果

1. ランドエアガンインパクターを用いた実存建物の振動試験

1.1 研究の目的・背景	6
1.2 実験装置	
1.2.1 エアガンインパクター	6
1.2.2 対象建屋	7
1.3 振動試験	
1.3.1 加振位置	14
1.3.2 測定装置、及び測定点	14
1.3.3 測定結果	17

2. 不平衡重錘型起振機を用いた実存建物の振動試験

2.1 研究の目的・背景	25
2.2 実験装置	25
2.3 振動試験	
2.3.1 加振位置、及び加振計画	27
2.3.2 測定装置、及び測定点	28
2.3.3 測定結果	30

3. 結果の考察

3.1 地震観測記録との比較（1998.9.15 宮城県南部地震）	42
3.2 常時微動観測記録との比較	45

4. まとめ

5. 付録

5.1 速度振幅の距離減衰と振動数帯域、及び S/N 比	48
5.2 相反定理の検討	49

参考文献	50
------	----

発表論文

Ali NIOUSHA, Taeko SUGIMOTO, Masato MOTOSAKA, Akenori SHIBATA:

Investigation on the Vertical Vibration Characteristic of Actual Structure for Earthquake Observation Records and Impactor Test

Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan 1999 B-2, pp. 1085-1086, 1999

53

Ali NIOUSHA, Masato MOTOSAKA:

Structure Vibration using Land Air Gun Impactor

71st Shock and Vibration Symposium, 2000, USA (in print)

55

Ali NIOUSHA, Masato MOTOSAKA:

Dynamic Response Characteristics of the Actual Building Subjected to the Incident Waves Generated from Air Gun Impactor

AIJ Journal of Technology and Design No.12 Jan.,2001, pp. 47-52, 2001

65

舘野公一、源栄正人:

東北大学人間環境系建物における起振機振動試験とシミュレーション解析

東北地域災害科学研究第 37 巻、pp. 175-180、2001

71

源栄正人、舘野公一、鈴木博之:

実在建物の振動試験に基づくシステム同定と振動制御に関する研究

日本建築学会東北支部研究報告集構造系、第 64 号、2001 (発表予定)

77

はしがき

構造物—地盤系の振動特性を実験的に把握し、振動特性の変化から構造物の損傷度などを評価することは耐震工学において重要である。本研究では、衝撃的な波動を発生させる装置として、地盤の反射法探査のための加振源として用いられているエアガンタイプのインパクトを用いた実存構造物—地盤系の振動試験を行うことにより、衝撃的な波動に対する構造物の応答特性を実験的に検討するとともに起振機を用いた定常加振による振動試験の結果との比較検討を行った。

平成 11 年度はインパクト加振によって発生する波動の基本的特性としてまず、振動数特性、加振源からの距離減衰特性や、加振点と計測点を交換することによる相反定理の確認などをまず検討するとともに、データ処理としてはスタッキング処理によりノイズ成分を少なくなることや再現性が極めて高い加振を行えることを確認した。また、実存構造物として東北大学工学研究科の建設系研究棟（SRC造9階建）の近傍地盤に衝撃的波動を与えたときの同構造物の加振試験を行い、1998 年 9 月 15 日の仙台市直下で発生した宮城県南部地震における同建物の強震観測記録に基づく振動特性との比較検討を行った。

平成 12 年度は起振機を用いた同建物の振動試験を実施し、衝撃的波動による応答特性と定常加振による応答特性の比較検討を行った。その結果、インパクト振動試験の結果は起振機振動試験による共振曲線や位相曲線と比較的良好な対応を示すことが分かった。さらに、これらの試験結果のシミュレーション解析を行い、対象構造物の損傷度評価を行った。その際、対象建屋の竣工当時における振動特性を適切に表現できる骨組み解析モデルを用いることにより、部材を領域で区別することで損傷度評価を行えることを示した。

本研究により、インパクトを用いた振動試験は可搬性に富み、比較的簡易に実施できる点などから非常に有用であることが分かった。

研究組織

研究代表者	源 栄 正人	（東北大学大学院工学研究科教授）
研究分担者	柴田 明徳	（東北文化学園大学科学技術学部教授）
研究分担者	星 道夫	（東北大学大学院工学研究科助手）

研究経費

平成 11 年度	2,200 千円
平成 12 年度	1,400 千円
計	3,600 千円

研究発表

- [1] Ali NIOUSHA, Taeko SUGIMOTO, Masato MOTOSAKA, Akenori SHIBATA:
Investigation on the Vertical Vibration Characteristic of Actual Structure for Earthquake Observation
Records and Impactor Test
Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan 1999 B-2,
pp. 1085-1086, 1999
- [2] Ali NIOUSHA, Masato MOTOSAKA:
Structure Vibration using Land Air Gun Impactor
71st Shock and Vibration Symposium, 2000, USA (in print)
- [3] Ali NIOUSHA, Masato MOTOSAKA:
Dynamic Response Characteristics of the Actual Building Subjected to the Incident Waves
Generated from Air Gun Impactor
AIJ Journal of Technology and Design No.12 Jan.,2001, pp. 47-52, 2001
- [4] 舘野公一、源栄正人:
東北大学人間環境系建物における起振機振動試験とシミュレーション解析
東北地域災害科学研究第 37 巻、pp. 175-180、2001
- [5] 源栄正人、舘野公一、鈴木博之:
実在建物の振動試験に基づくシステム同定と振動制御に関する研究
日本建築学会東北支部研究報告集構造系第 64 号、2001 (発表予定)

ABSTRACTS OF RESEARCH PROJECT, GRANT-IN-AID
FOR SCIENTIFIC RESEARCH (1999-2000)

1. RESEARCH INSTITUTION NUMBER: 11301

2. RESEARCH INSTITUTION: TOHOKU UNIVERSITY

3. CATEGORY: Grant-in-Aid for Scientific Research (C) (2)

4. TERM OF PROJECT: (1999-2000)

5. PROJECT NUMBER: 11650573

6. TITLE OF PROJECT: Fundamental Study on Vibration Test of Building Structure
Using Impactor Machine

7. HEAD INVESTIGATOR:

90281708 Masato MOTOSAKA Tohoku University, Graduate School of Engineering, Professor

8. INVESTIGATORS:

30005251 Akenori SHIBATA Tohoku Bunka Gakuen University,
Dept. of Environment Planning Technology, Professor

90005504 Michio HOSHI Tohoku University, Graduate School of Engineering,
Research Assistant

9. SUMMARY OF RESEARCH RESULTS:

It is important in earthquake engineering to investigate the vibration characteristics of building-soil system and evaluate the damage extent from their change. In this study, a vibration characteristics of the actual Building-Soil system were investigated for the impulsive load using Land Air Gun Impactor which is used in the geological reflection survey, and compared with those for the sinusoidal waves.

In the 1999 fiscal year, the fundamental characteristics of the generated wave from the impactor were investigated. The attenuation characteristics were investigated and reciprocity was confirmed. Stacking technique was used for enhance the S/N ratios in the data processing. Impactor test was performed in the actual SRC building of Tohoku University. The vibration characteristics were investigated and compared with those for the 1998/9/15 near-source earthquake in Sendai.

In the 2000 fiscal year, the forced vibration test using the unbalanced-mass type excitor was performed in the same building of the Tohoku University. The vibration characteristics for the sinusoidal waves were compared with those for the impactor test. It is found that the resonant and phase lag curves are consistent with the results of the impactor test. Simulation analyses were performed for these test results using frame models of the building. Comparing the change of the dynamic characteristics from those at the completion time, the damage extent of the each part of the building was investigated.

10. KEY WORDS:

(1) Impactor (2) Vibration Test (3) Stacking (4) Vibration Characteristics (5) Horizontal Vibration

研究成果

1. ランドエアガンインパクトを用いた実在建物の振動試験

1.1 研究の目的・背景

地震などの動的荷重に対する構造物の振動特性を把握するために各種の振動試験や模型実験、シミュレーション等が行われている。このような実験や解析を信頼性のあるものとするには実在する建物の動的な応答についての調査、及び検討は欠かすことができない。この目的に添うものとして実在建物における地震観測や各種振動試験、常時微動測定が実施されてきた。

本研究の目的は実在建物の振動試験において衝撃波発生装置であるランドエアガンインパクト¹⁾を用い、インパクトの実在建物の振動試験に対する適用性、有効性について調査、検討することである。本研究で用いたランドエアガンインパクトは地下の地盤構造を知るための反射法地盤探査の震源として用いられている装置である。インパクトは Bolt Technology 社製のもので、東北大学大学院理学研究科地震・噴火予知研究観測センター所有のものをお借りした。この装置は可搬性に富み、発生させる波の振動数帯域が 0~40Hz といった比較的高い振動数まで及ぶものである。建物の比較的高次のモードも励起させることが可能である。また、対象建屋には東北大学人間環境系研究棟を選んだ。この対象建屋は竣工当時から各種の振動試験や常時微動測定が行われてきているので過去の観測記録とインパクト振動試験の結果を比較検討することが可能である。

1.2 実験装置

1.2.1 ランドエアガンインパクト

(1) 概要

今回の振動試験において衝撃波発生装置として用いたランドエアガンインパクトの外観を写真 1 に示す。写真に見るようにインパクトそのものは小型・軽量でトラックに積まれているので可搬性に富み、様々な場所での加振に使用できる。このインパクトの一般的な用途については地下の地盤構造を知るための反射法地盤探査の震源として主に用いられている。また、発生させる波の振動数帯域は 0~40Hz であり、この波は震源近傍で発生する衝撃波に類似している。波の再現性についても優れており、この点は振動試験においてスタッキングを用いたデータ処理を利用することを考慮した際、本装置を採用する重要な利点になっている。発生させる波は鉛直方向に衝撃的な荷重を地面にかけることにより発生するもので、加振点から放射状に広がっていき、主に幾何減衰によって振幅は加振点から離れるにしたがって小さくなっていく。

(2) エアガンの動作原理

インパクトにおけるエアガンの役割は波を生み出す時の加圧源である。エアガンの動作原理を図 1.1 に簡単に示す。まず始めにコンプレッサから供給された圧縮空気はチャンバー内に蓄えられる。次に電気信号によるソレノイド弁の開放により、上部と下部のチャンバーの圧力バランスが崩れてピストンが急速に開く。この動作により圧縮空気が水中に放出され、波を発生させる。エアガン容器は地面に押し付けられた状態で作動させるので、このような動作原理よりエアガン容器から直接地面に波が伝えられることになる。

(3) ランドエアガンインパクトの性能・特徴

インパクトのエアガンの容量は 0.655 $\frac{\text{m}^3}{\text{kg}}$ で、約 137.9 気圧の圧縮空気を水中に発射し加振を行

うことができる¹⁾。発射後、エアガンの容器が再び安定するまで約8秒を要するが10秒間隔くらいであれば連続発射が可能である。この連続発射が可能である点と波の再現性に優れている点からスタッキングによるデータ処理が可能である。



写真 1.1 ランドエアガンの全容

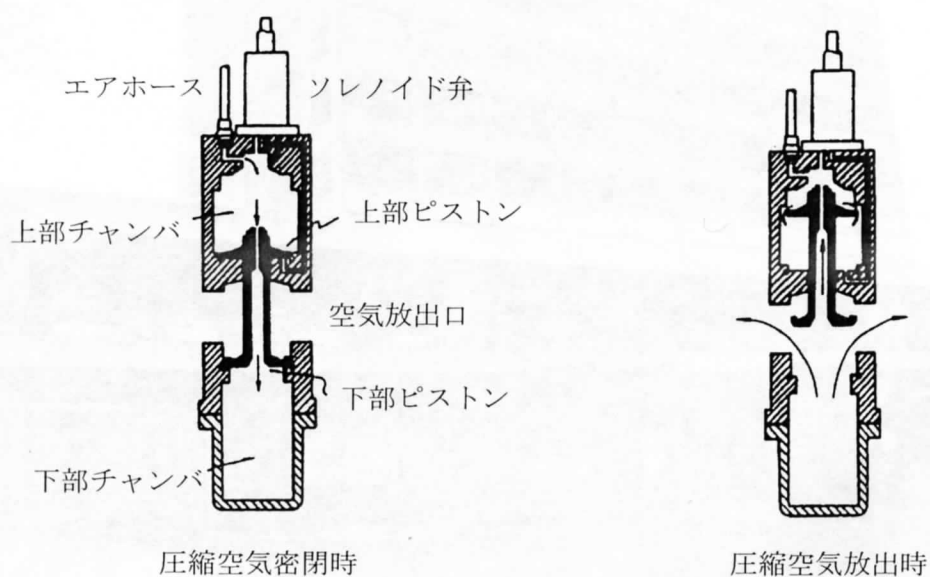


図 1.1 エアガンの動作原理

1.2.2 対象建屋

(1) 概要

対象建屋は東北大学人間環境系研究棟である。その全景を写真 1.2 に、図 1.2 に平面図、図 1.3 に断面図を、表 1.1 に研究棟に用いられている材料の強度を示す。この対象建屋は竣工当時から地震観測や各種の振動試験、および常時微動測定が行われており、これらの測定結果はインパクターを用いた構造物—地盤系の振動試験の適用性について比較検討する際に非常に有用であると考えられる。この対象建屋は仙台市市街地の西方に位置する丘陵、青葉山に位置しており、用途は東北大学工学部建築学科、土木工学科の研究棟である。竣工は 1969 年 3 月であり、建設当時から 30 年以上経っている。研究棟は高層研究棟と低層教室棟からなり、両者はエキスパンションジョイントで接続されている。高層研究棟は、鉄骨鉄筋コンクリート造、地上 9 階建て（地下なし）で、9 階高層部分(40×13.5m)と 2 階低層(72×33.6m)はねだし部よりなっている。その主な室構成は、1 階事務室、2 階製図室と資料室、3～9 階研究室となっている。構造部材については腰壁、たれ壁、RC 造間仕切り壁もほとんどないため、いわゆる 2 次的 RC 壁が極めて少ない構造となっている。耐震壁は梁間方向については 2 ヶ所コア周りにそれぞれ 2 枚、高層部両妻にそれぞれ 1 枚の計 6 枚、桁行方向については 2 ヶ所のコア周りにそれぞれ 2 枚、計 4 枚となっている。このコアの部分が高層部によっていることに起因する剛性の偏りにより、比較的ねじれ振動の割合が大きいといった特色を持っている。また、基礎には RC クロスパイル（径 50cm 長さ 12m）を用いている。



写真 1.2 建物全景

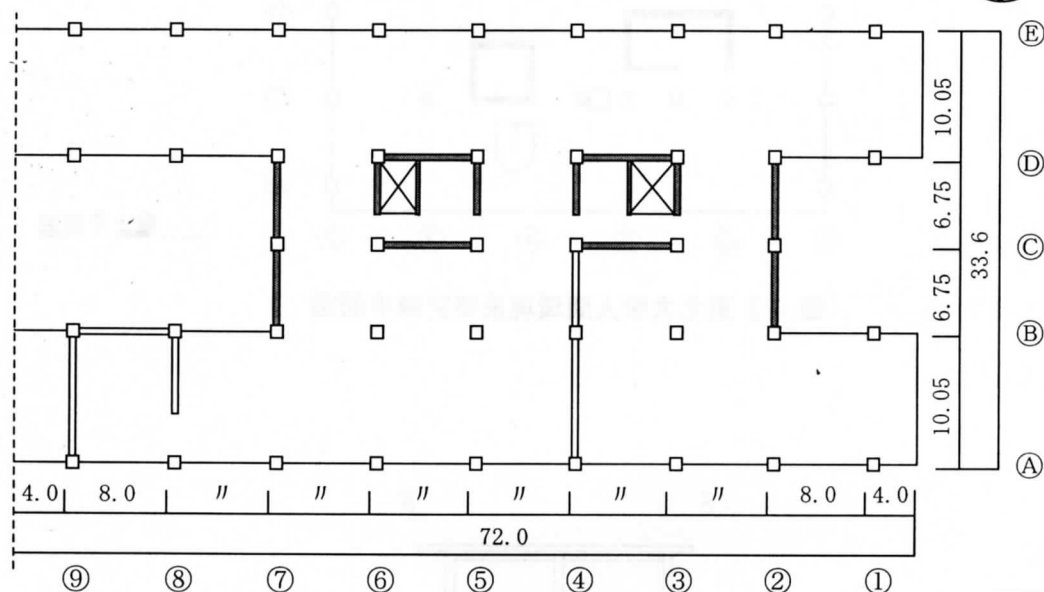
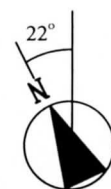
1, 2階低層教室棟72×33.6 [m]
3~9階高層研究棟40×17.2 [m]

■ 連層耐震壁 (1階~9階)

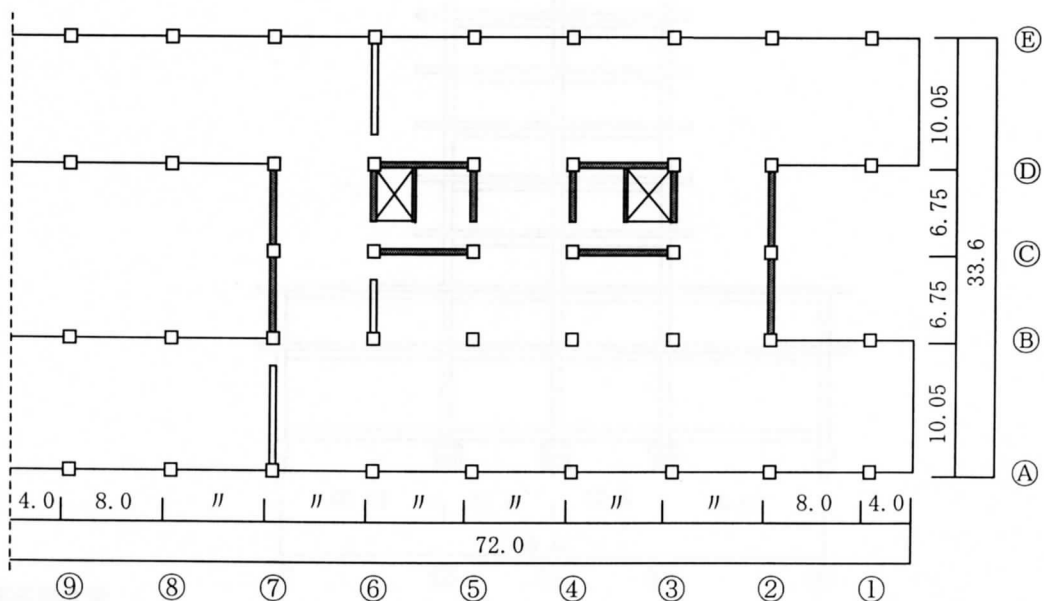
□ 柱 (800×850)

▬ 耐震壁

EXPANSION JOINT



1階平面図



2階平面図

図 1.2 東北大学人間環境系研究棟平面図

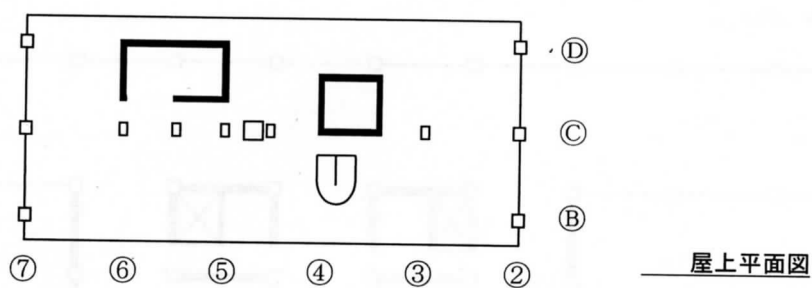
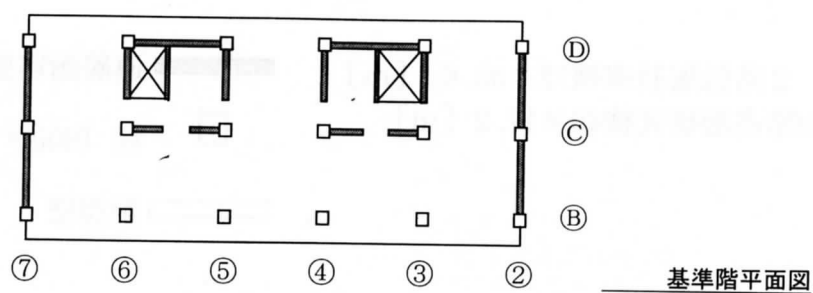


图 1.2 东北大学人間環境系研究棟平面図

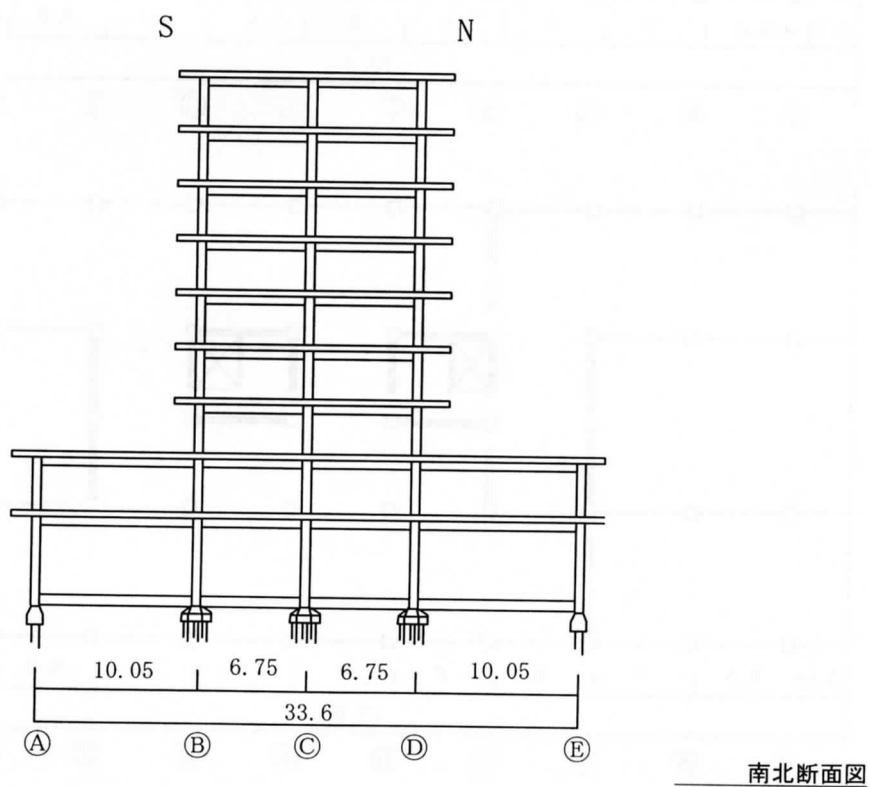


图 1.3 东北大学人間環境系研究棟断面図

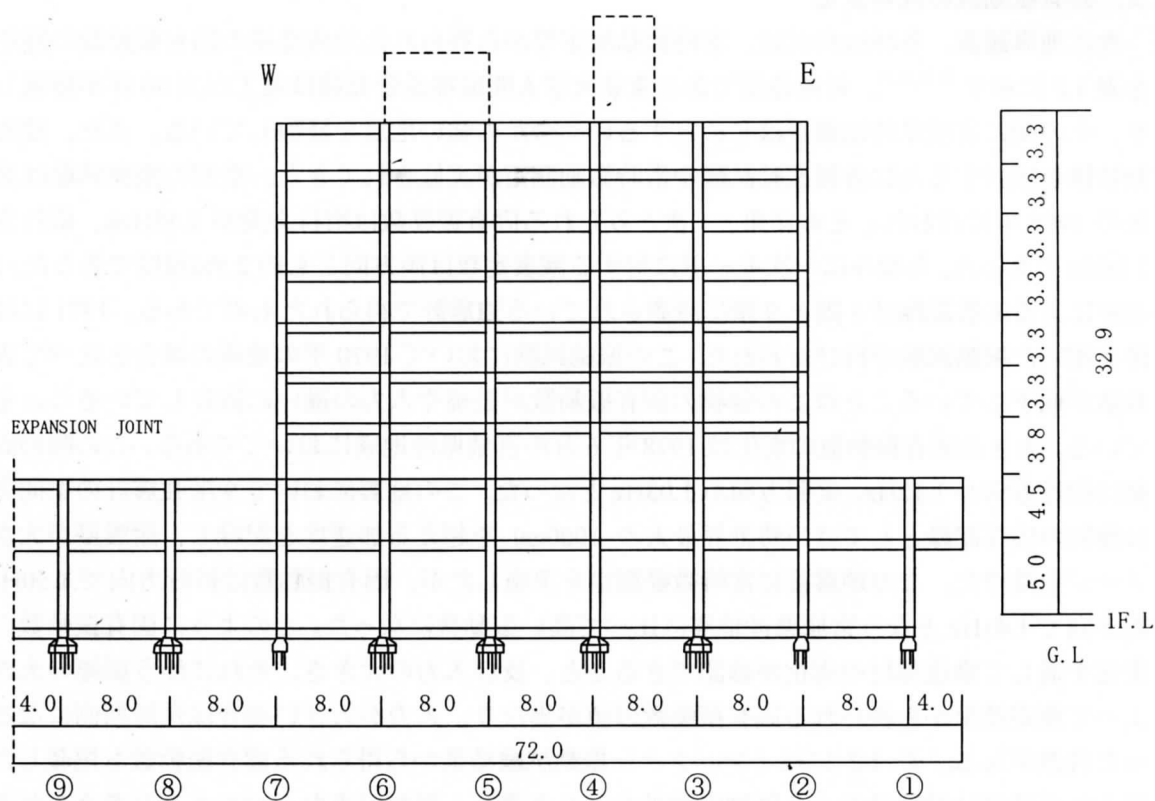


図 1.3 東北大学人間環境系研究棟断面図

材料の種類	材料強度など
コンクリート	基礎、基礎梁：Fc210 その他：Fc180
鉄骨	SS41
鉄筋	SD35（圧接接合） SR24（スラブ、スタラップ、フープ）
杭	RC クロスパイル (径 50cm、長さ 12m)

(2) 固有振動数の経年変化

次に地震観測、各種振動試験、常時微動測定等から得られた対象建屋の固有振動数の経年変化を表 1.2 に示す^{2),3),4),5)}。対象建屋である東北大学人間環境系研究棟は竣工以来 30 年が経過しており、その間に宮城県沖地震をはじめとするいくつかの強い地震を経験している。また、建物の振動特性を検討する為に各種振動試験や常時微動測定が実施されてきた。最初の振動試験は竣工直後の 1969 年に行われ、その結果、1 次とみられる固有振動数は桁行方向が 2.45Hz、梁間方向が 2.28Hz であった。ちなみに一次モードに対する減衰定数は両方向とも約 2.5% 程度であった。また、地震による応答記録は 1 階と 9 階に設置されている強震計で得られたものである。1971 年には起振機を用いた振動試験が再び行われた。この振動試験において 1970 年の地震の場合と比べて固有振動数が低下していることはこの建物の固有振動数が振幅や入力の違いに依存していることを示している。大きな固有振動数の変化は 1978 年 6 月の宮城県沖地震においてである。この時の固有周期は桁行方向が 1.12Hz、梁間方向が 1.03Hz となった。この地震において 9 階強震計の梁間方向では建物の応答記録としては当時世界最大の 1000gal を超える加速度を記録し、耐震壁が大きなダメージを受けた。この地震後に常時微動測定を実施したが、固有振動数は桁行方向で 1.50Hz、梁間方向で 1.41Hz となり宮城県沖地震に比べて高い振動数になった。このように固有振動数の経年変化を通して構造部材の劣化が確認できること、及び入力の大きさ、それに伴う振幅の大きさによって測定結果から得られる固有振動数の値が異なり、入力が大きい場合は長周期側になるといった特徴がある。表 1.2 にはインパクト振動試験結果から得られる固有振動数も掲載したが、得られた結果は試験前後の各種測定結果などを考慮し、概ね妥当なものであると考えられる。

表 1.2 固有振動数の経年変化

年代	桁行方向(Hz)	梁間方向(Hz)	ねじれ(Hz)	Rocking(Hz)	加振源
1969(完成直後)	2.45	2.28	3.52		起振実験
1970	2.00	1.85			地震(1970.9.14)
1971	2.18	2.10	3.17		加振実験
1974	2.13				常時微動
1978	0.98	0.89			宮城県沖地震(1978.6.12)
1994	1.53	1.44	2.13		人力加振
1996	1.51	1.46	2.15		常時微動
1998(1998.9.15 以前)	1.56	1.36	1.85	7.20	インパクト試験
1998	1.12	1.03			宮城県南部地震 (1998.9.15)
1998 (98.9.15 以後)	1.50	1.41			常時微動
2000	1.40	1.325	2.05		起振実験

(3) 地盤条件

地盤条件⁶⁾については敷地が青葉山頂部を東西に走る尾根上にあり、当研究棟の約 90m 南側には尾根と平行する沢がある。1 階床の標高は 160m で、基礎盤下端は 1 階床より 3.3m 下りになっている。図 1.4 地盤断面図の(a)A-A' 断面図と、(b)B-B' 断面図において、破線は造成前

の地形、実線は造成後の地形を示しており、対象建物の西側は切り土、東側は盛り土となっている。対象建屋周辺の原地形と敷地内で行われたボーリング位置とそれによる土質柱状図を図 1.5 に示す。上部約 3m は粘土層（N 値 10 以下）、3～10m は粘土を含む青葉山礫層（N 値 14～30）、それより深い部分は砂礫分の多い青葉山砂礫層（N 値 30～50）となっている。また、杭が固定されている深さ 12m での N 値を読み取ると、西側では 50 以上であるのに対して、東側では 30 程度である。

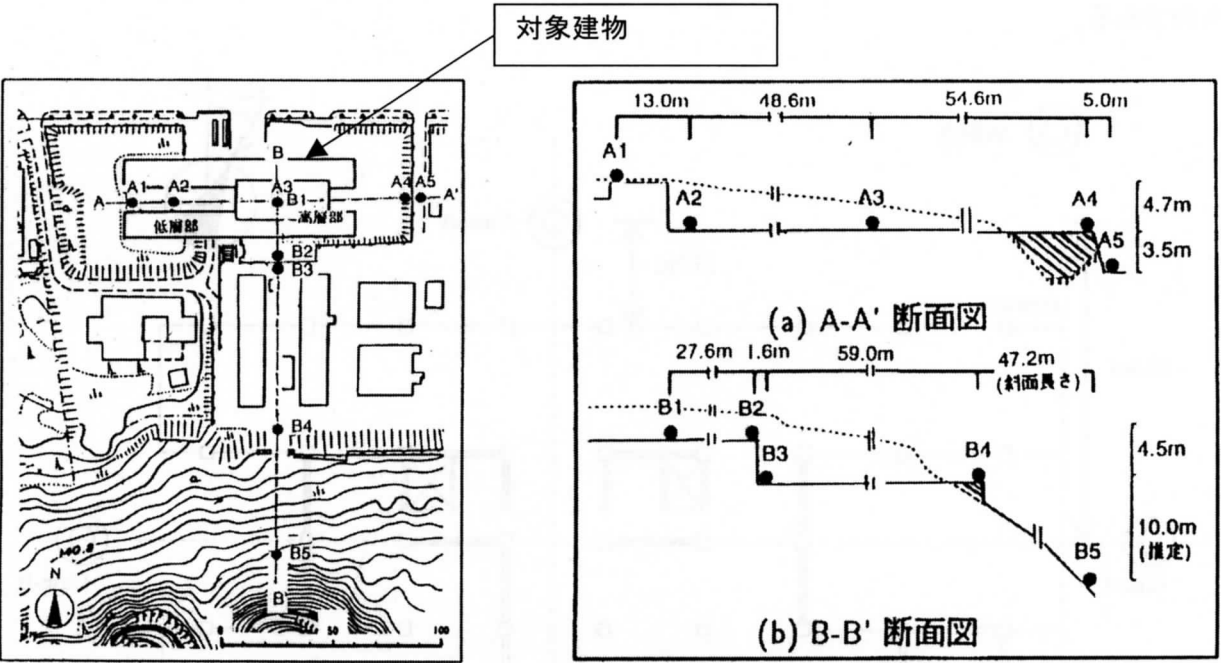


図 1.4 地盤断面図

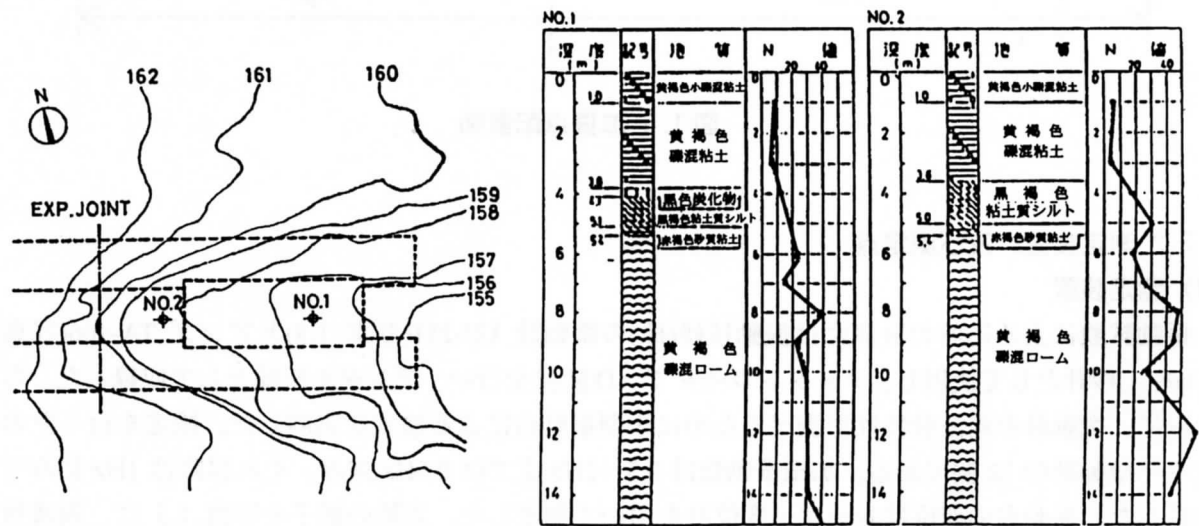


図 1.5 原地形図とボーリング土質柱状図

1.3 振動試験

1.3.1 加振位置

インパクター振動試験は Case-A、Case-B、Case-C の 3 つの場合において実施した。それぞれの加振位置を図 1.6 に示す。インパクターを用いて図に示す研究棟周辺の 3 つの加振点においてそれぞれ加振を実施し、それによる建物の応答を多点同時観測により記録した。

Case-A の場合は梁間方向の並進、ねじれ、ロッキングについて検討する目的で実施した。桁行方向に関しては Case-C で実施した。Case-B は Case-C との相反定理をチェックする為に実施したものである。

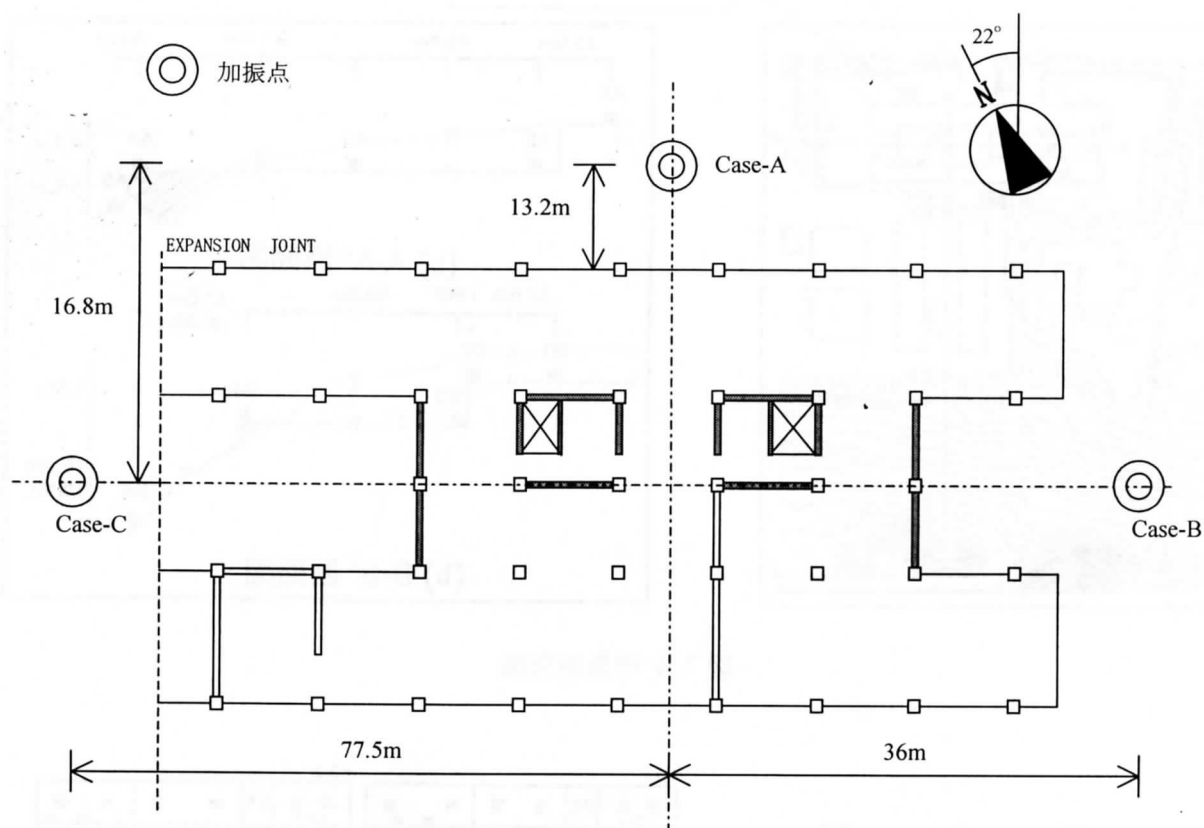


図 1.6 加振点配置図

1.3.2 測定装置、及び測定点

(1) 測定装置

振動試験による応答の計測には振動技研(株)の微動計 UP-251(写真 1.3)とアンプ TA-406(写真 1.4)を 1 秒計として使用し、データレコーダで AD 変換を行い、デジタル記録として収録した。ちなみに、微動計の周波数特性を調べるために小型振動台による検定を実施した。検定を行ったのは水平微動計の 12 個である。加振振動数は 0.5~2Hz までは 0.5Hz 刻み、それ以降は 1Hz 刻みで加振した。振動台の変位はレーザー変位計を用いて測定した。実験の様子を写真 1.5 に、周波数応答検定結果を図 1.7 に示す。

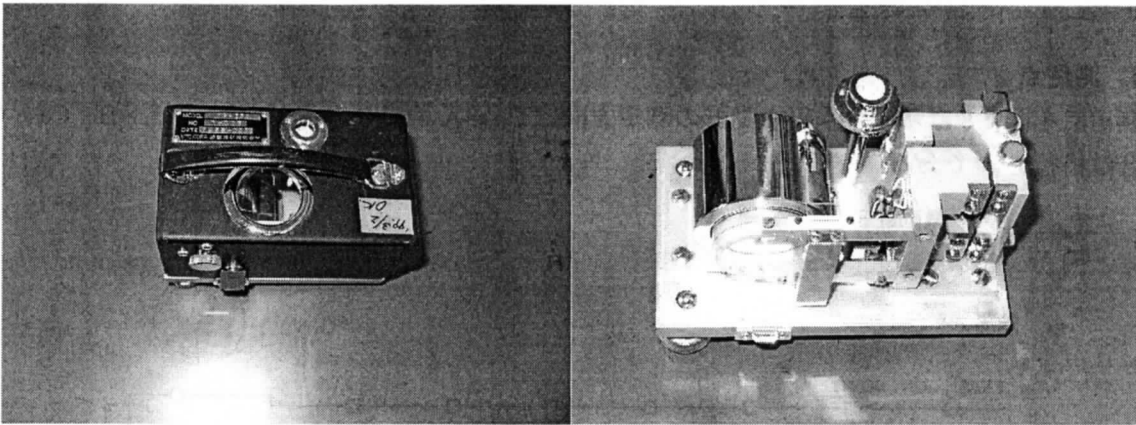


写真 1.3 微動計（振動技研株式会社製：UP-251）

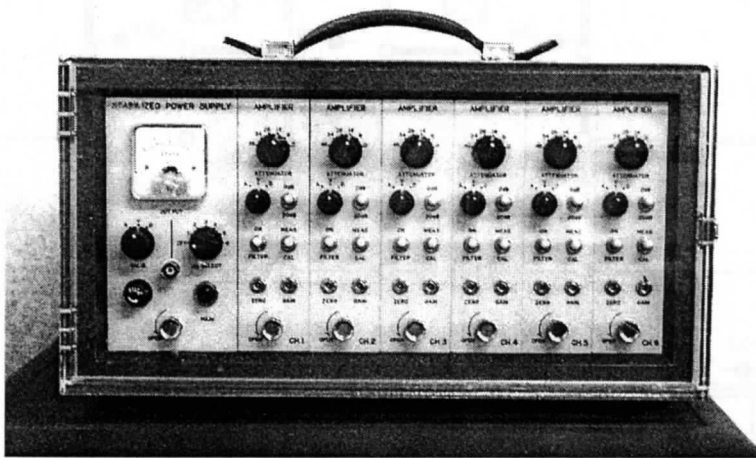


写真 1.4 アンプ（振動技研株式会社製：TA-406）

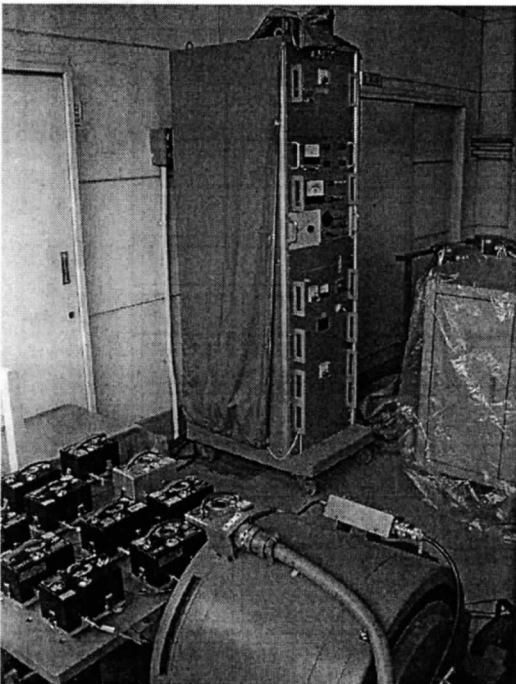
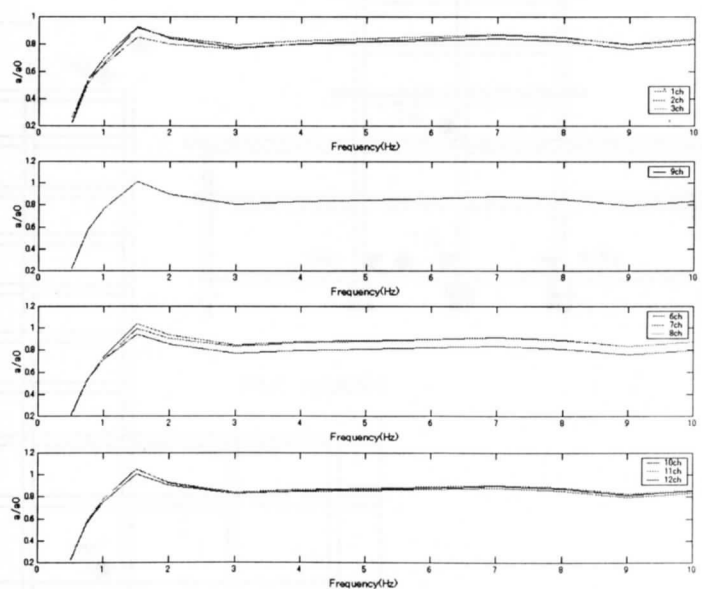


写真 1.5 小型振動台による検定実験



a : 微動計の振幅 a0 : 振動台の振幅

図 1.7 微動計検定結果

(2) 測定点

測定点を図 1.8 に示す。水平微動計の測定方向は Case-A の場合は梁間方向、Case-B、Case-C の場合は桁行方向である。

- 水平方向微動計
- ▼ 上下方向微動計
- ◆ 強震計

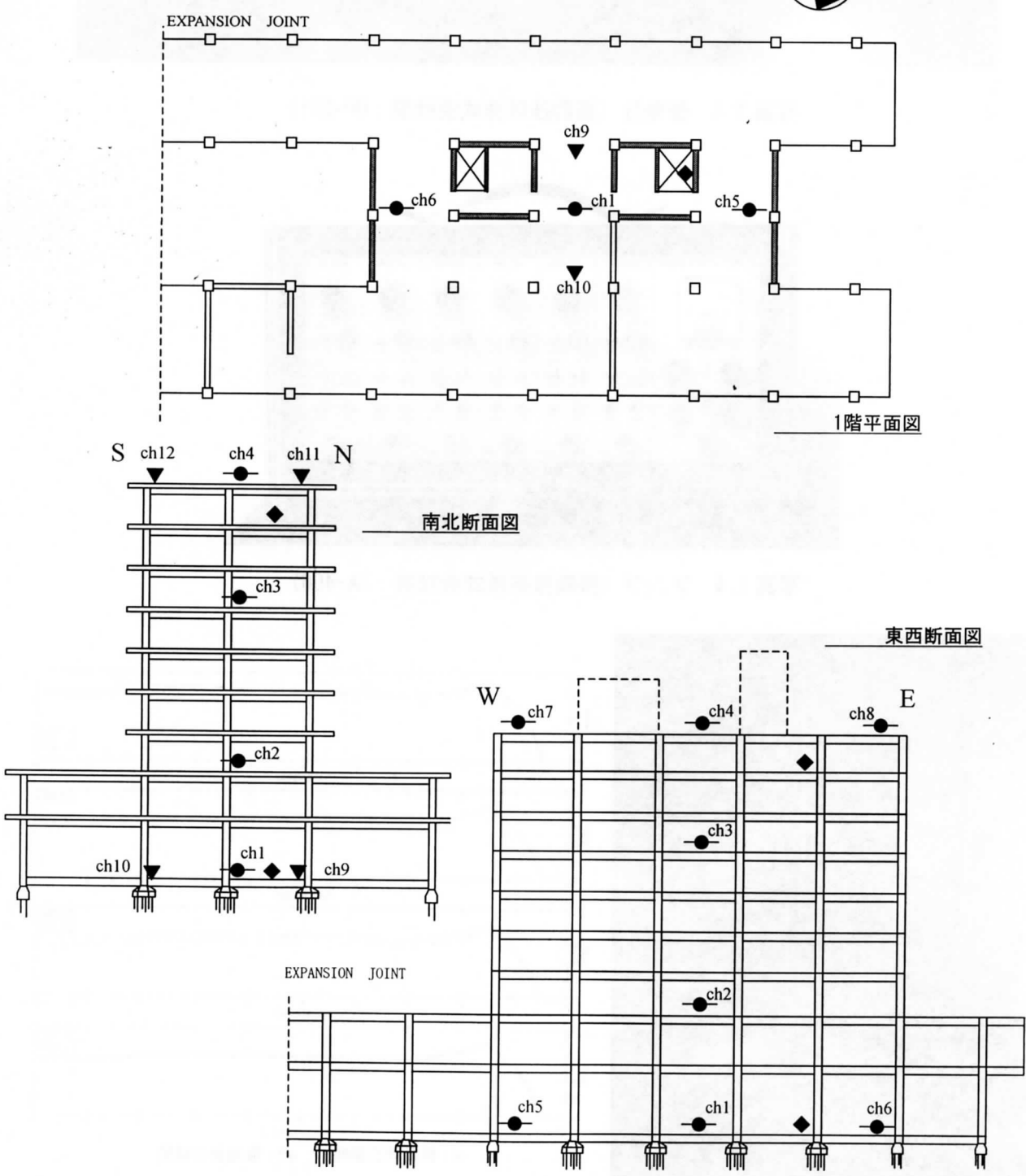
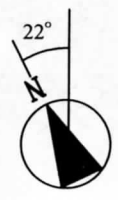


図 1.8 測定点とそのチャンネル番号

1.3.3 測定結果

(1) 応答波形とフーリエスペクトル

データ処理について、AD(アナログ→デジタル)変換はデータレコーダで行った。このデータに0線補正を行った後、フィルタ処理で0.50Hz～15Hz以外の波の影響を取り除いた。そのような処理を行ってからノイズの影響を減らす為にスタッキングを用いたデータ処理を行った。スタッキングの回数は10回である。この処理は加振源として用いたインパクターが波の再現性に優れていることで可能な処理で、今回のような衝撃波発生装置を用いた振動試験においてランドエアガンインパクターを採用した理由の一つである。得られた記録は速度波形であり、積分することで変位波形に変換した。この変位波形と対応するフーリエスペクトルをCase-Aの梁間方向については図1.9に、Case-Cの桁行方向については図1.10に示す。梁間方向に関して、ch4で得られたデータより梁間方向の1次固有振動数は1.36Hzであり、桁行方向に関しては1.56Hzであった。屋上桁行方向両端のch7とch8においては1.85～1.95Hzにおいてもピークが見られ、ねじれ振動モードのピークと考えられる。同じようなピークが図1.11のCh7とCh8の差から計算したねじれ成分のスペクトルにも見られる。この図1.11のねじれ成分の変位波形に関して注目すべき点は遅れて屋上に到達する波の存在である。この現象は並進運動とねじれ運動の干渉によって引き起こされていることが考えられる。

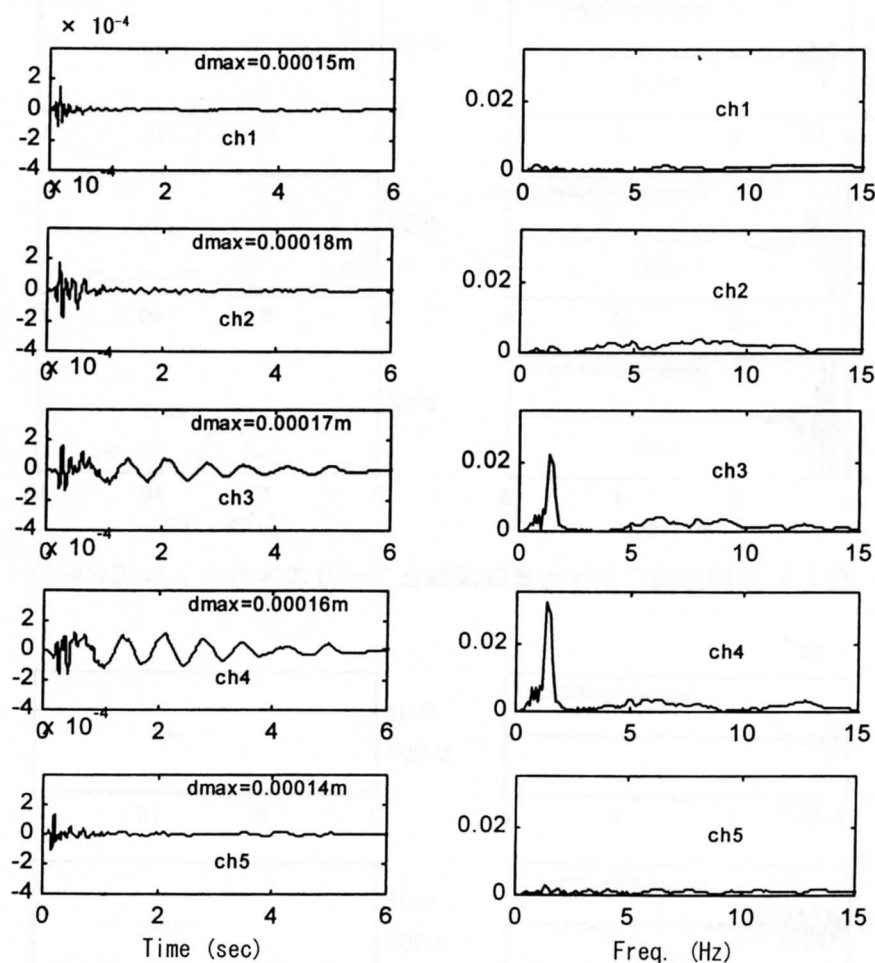


図 1.9 梁間方向における変位波形とフーリエスペクトル (Case-A)

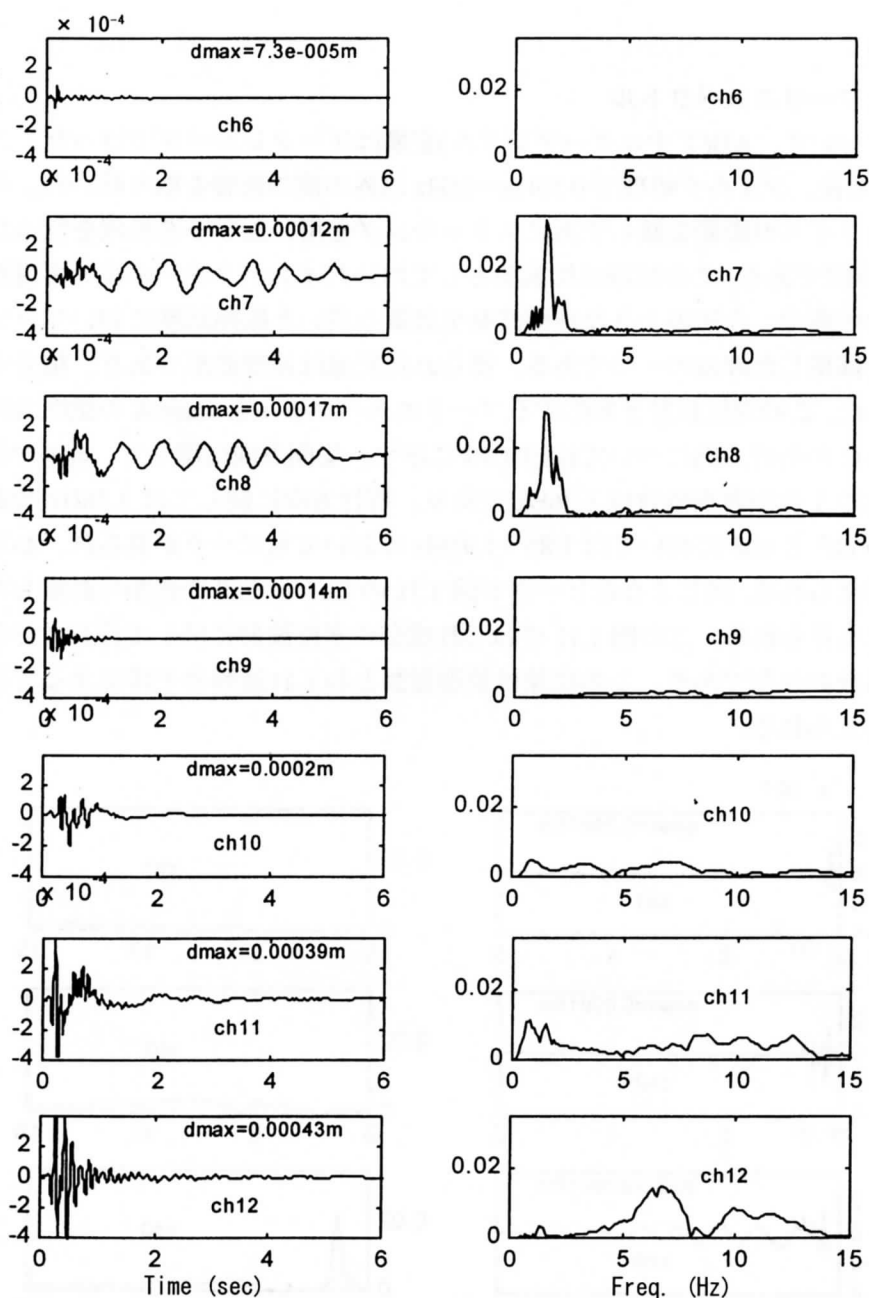


図 1.9 梁間方向における変位波形とフーリエスペクトル (Case-A)

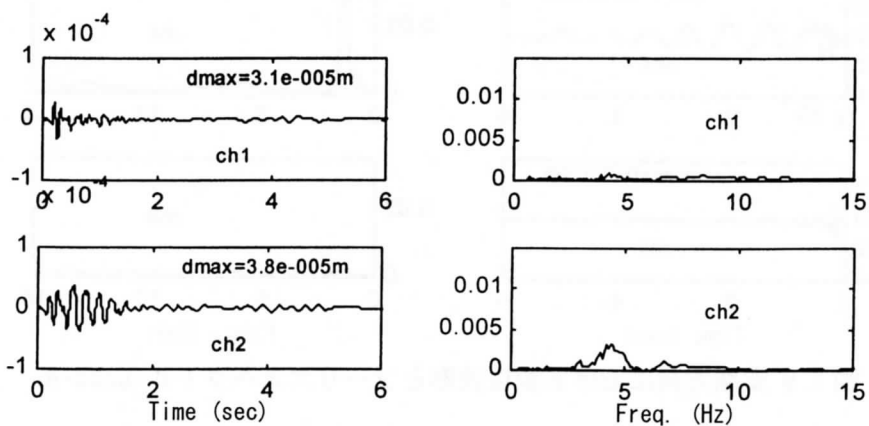


図 1.10 桁行方向における変位波形とフーリエスペクトル (Case-C)

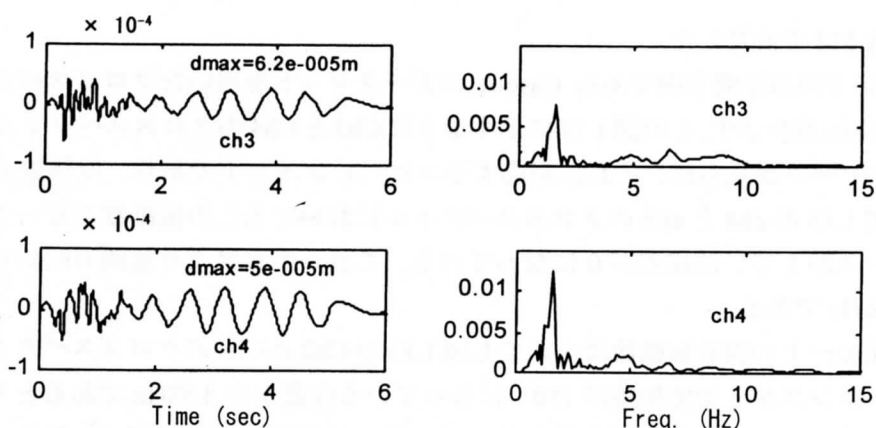


図 1.10 桁行方向における変位波形とフーリエスペクトル (Case-C)

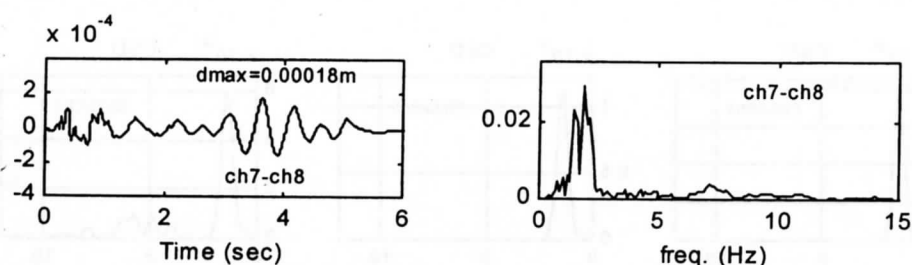


図 1.11 ねじれ成分の変位波形とフーリエスペクトル

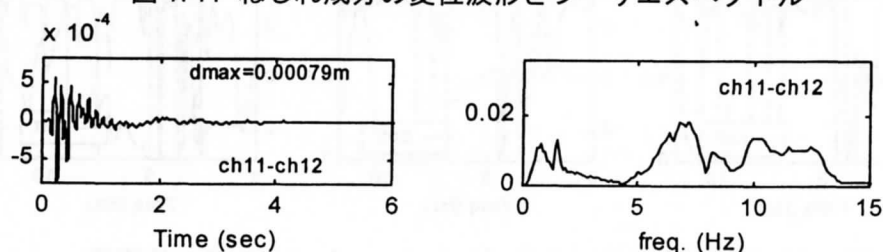


図 1.12 ロッキング成分の変位波形とフーリエスペクトル

ロッキング運動についても今回の試験で測定を行った。ここでは屋上の上下方向微動計の ch11 と ch12 の差を用いてロッキング運動について検討する。図 1.12 はその変位波形と対応するフーリエスペクトルである。ロッキングのスペクトルのピークを顕在化させるために次のような検討を行った。ちなみにこのロッキングのスペクトルにおいて、1.36Hz のピークはロッキング運動と並進運動のカップリング効果によるものと考えられる。

(2) スペクトル解析

複雑な挙動を示す建物の振動特性を検討する際に一般的な手法としてクロススペクトル密度関数を用いる手法が利用されている。Bendat らが指摘するように⁷⁾、クロススペクトルのピークの位置と位相、そしてコヒーレンスは建物における各次モードの固有振動数の推定において重要な情報を与えてくれる。また、このクロススペクトルのピークは建物の固有振動数自体のピークと入射波の卓越振動数のピークから構成される。この 2 種類のピークの違いについて、建物の固有振動数のうち比較的減衰が小さい低次のモードでは全ての観測点で得られたデータにおいて位相差がほぼ 0° 、もしくは 180° になる。これとは逆に入射波自体によるクロススペクトルのピークでは各測定点で得られた応答の位相差は 0° 、もしくは 180° にはならず他の値になる。クロススペクトル密度関数の計算には Welch's average periodogram method を用い、データウインドウの長

さはデータ数 512 で計算した。

図 1.13 に測定方向が梁間方向である Case-A のデータセットを用いたクロススペクトルとコヒーレンス、及び位相差を示す。この図 1.13 に示すように Ch3 と Ch4 のクロススペクトルでは 1.36Hz において明瞭なピークが見られ、それに対応するコヒーレンスも 1 であり、位相差が 0 になっている。同様に図 1.13 の ch4 と ch8 のクロススペクトルにおいてもこの振動数でピークになっており、コヒーレンスが 1 で、位相差が 0 になっている。これらの結果より梁間方向の一次モード固有振動数は 1.36Hz である。

梁間方向二次モードの固有振動数についても図 1.13 の Ch2 と Ch4 のクロススペクトルのピークの位置とコヒーレンスが 1 で位相差が 180° になっている位置から 4.98Hz であると考えられる。また、この 2 次モードのこの固有振動数において、Ch4 と Ch8 の位相差は 0° になっていることも確認できる。

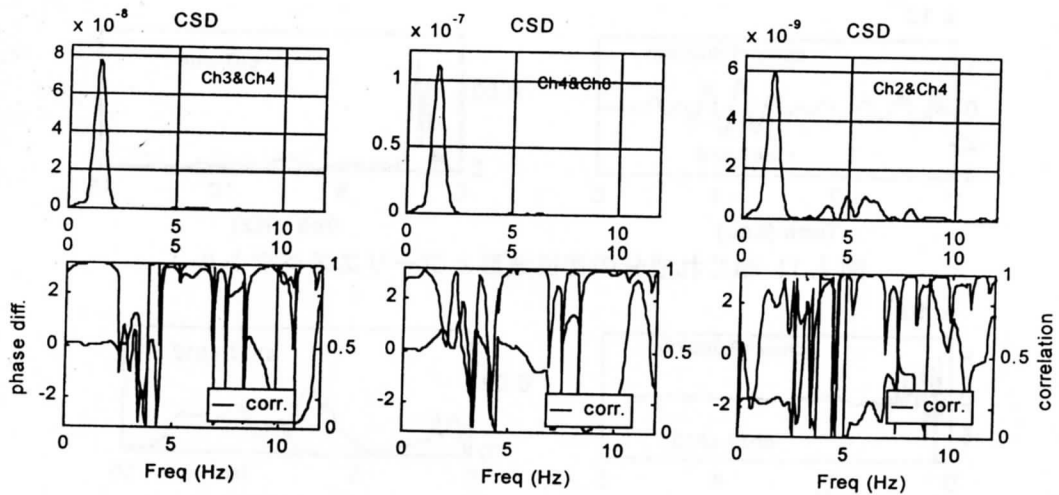


図 1.13 梁間方向のクロススペクトル、コヒーレンス、位相差

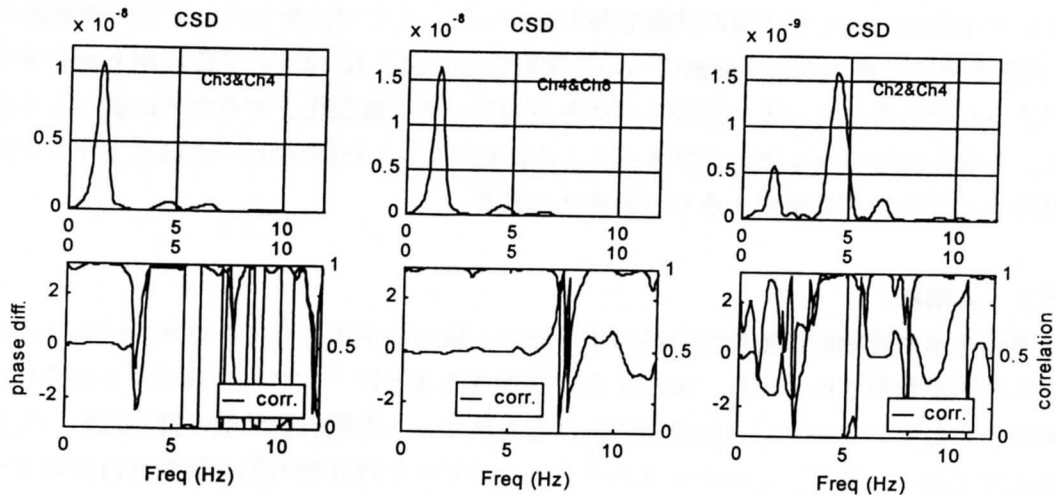


図 1.14 桁行方向のクロススペクトル、コヒーレンス、位相差

桁行方向に関しても同様に図 1.14 の Ch3 と Ch4、ならびに Ch4 と Ch8 のクロススペクトルとコヒーレンス、位相差から 1.56Hz が桁行方向の一次固有振動数であると考えられる。また、同図の Ch2 と Ch4 のクロススペクトルの 4.49Hz のところではコヒーレンスが 1 で位相差が 180° になっ

ている点、ならびにこの振動数で Ch4 と Ch8 のコヒーレンスが 1 で位相差が 0 になっている点から 4.49Hz が桁行方向の二次モード固有振動数であると考えられる。

以上のような結果に基づき、梁間方向に関しては一次モードと二次モードの固有振動数の比が約 3.66 であり、桁行方向に関してはほとんど 3 に近い値になっている。このことは時刻歴上での解析を行う際に桁行方向に関してはせん断モデルで、梁間方向に関してはせん断曲げモデルでのモデル化が可能であることを示している。

ねじれ運動も今回の振動試験で測定できた。図 1.15(a)に Case-A の場合における屋上の Ch7 と Ch8 の差(以降 Ch7-Ch8 と表記)と 1 階の Ch5-Ch6 のクロススペクトルとコヒーレンス、位相差を示す。クロススペクトルのピークの位置、及びコヒーレンスが 1 になり位相差が 0 になる振動数を考慮すると 1.85Hz がねじれモードの一次固有振動数であると思われる。同様にスペクトルのピークとコヒーレンスが 1 で位相が逆位相である 180° である 4.4Hz がねじれの二次モードであると考えられる。

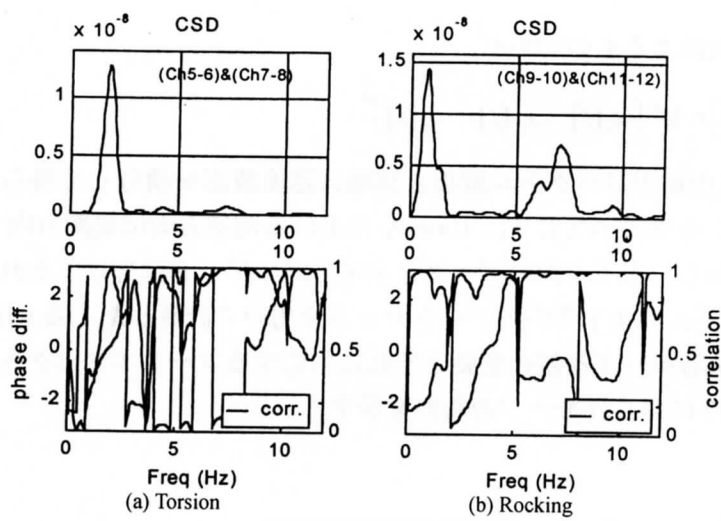


図 1.15 ねじれとロッキングのクロススペクトルと対応するコヒーレンスと位相差

ロッキングに関して、図 1.15(b)に Case-A における 1 階のロッキング成分 Ch9-Ch10 と屋上のロッキング成分 Ch11-Ch12 のクロススペクトルとコヒーレンス、位相差を示す。クロススペクトルのピークが 7.2Hz にあり、この振動数でコヒーレンスは 1 であり位相差が 0 である。このことよりロッキングの 1 次モードが 7.2Hz であることを示している。ロッキングによる上下方向最大変位は 1 階で 2.2×10^{-2} cm であり、屋上で 7.90×10^{-2} cm であった。上下方向観測用の微動計間の距離は 12.5m であったので、角度に換算すると 1 階が 1.76×10^{-5} rad.であり屋上が 6.32×10^{-5} rad.であった。図 1.15(b)の 0Hz において位相差が 0 にならないのは微動計とアンプの性能が 0Hz までカバーしてないことによるものである。0.7Hz のピークの辺りでは位相差は 0° でも 180° でもないので建物の固有振動数ではない。しかしながら 1.36Hz には並進モードとのカップリング効果が見られる。

このように今回のインパクターを用いた振動試験で得られたデータセットを用いて構造物の振動特性を検討する際に、クロススペクトルを用いることで比較的明瞭な結果が得られ、前節の表 1.2 に示した過去の地震観測、各種振動試験及び常時微動測定による固有振動数と比べても妥当な結果が得られた。

(3) モード解析

今回の試験の応答データを用いたモード解析は滝田らの多点同時記録による応答モードの評価法⁸⁾を用いた。この手法は多点同時観測のデータセットから相関マトリクスを計算し、これの固有値解析を行うことにより互いに直交する振動成分に分解し、これを用いて応答のモード形を求める手法である。以下、計算の概略を示す。今回のインパクト振動試験で得られた多点同時観測データを用いて次式より相関マトリクスを求める。

$$\mathbf{C} = [c_{ij}] \quad (\text{ここで } c_{ij} = \mathbf{E}[x_i(t)x_j(t)] \text{ である。}) \quad (1.1)$$

この相関マトリクスの固有値解析を行うことによりモードマトリクス \mathbf{U} が求まる。すなわち、

$$(\mathbf{C} - \lambda)\mathbf{U} = \mathbf{0} \quad (\text{ここで } \mathbf{U} = [u_1 \ u_2 \cdots u_n] \text{ である。}) \quad (1.2)$$

モードマトリクスについては $\mathbf{U}^T \mathbf{U} = \mathbf{I}$ となるように基準化する。 i 次の応答モード振幅の変動 $a_i(t)$ についての計算は次式によるものである。

$$[a_1(t) \ a_2(t) \ \cdots \ a_n(t)] = \mathbf{U}^T [x_1(t) \ x_2(t) \ \cdots \ x_n(t)]^T \quad (1.3)$$

この計算をする際に前述のスペクトル解析と同様に速度波形を積分して得られた変位波形を用いた。加振位置のところで述べたように Case-A における測定方向は梁間方向であり、Case-C においては桁行方向である。上下方向のデータと水平方向のデータは分けてそれぞれ計算し、ロッキングに関しては Case-A の上下方向のデータセットを用いて計算した。図 1.16 に Case-A による梁間方向並進運動の応答モード振幅の変動とそれに対応するフーリエスペクトル、及びモード形を示す。また、図 1.17 にねじれモードのものを示す。

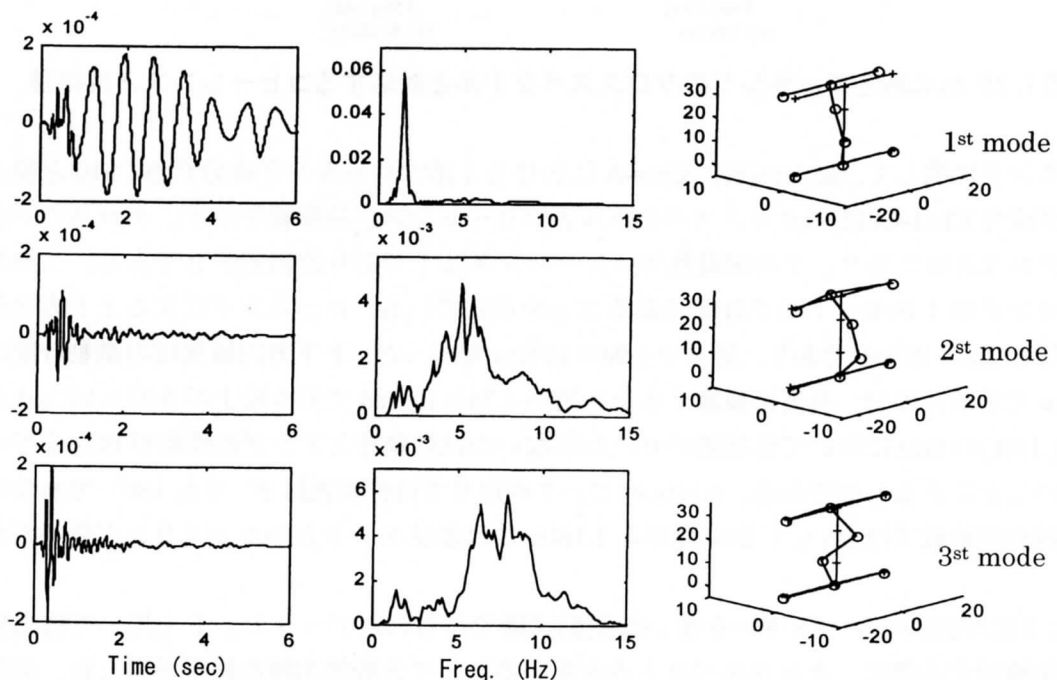


図 1.16 梁間方向の応答モード振幅の変動とそのフーリエスペクトルとモード形 (Case-A)

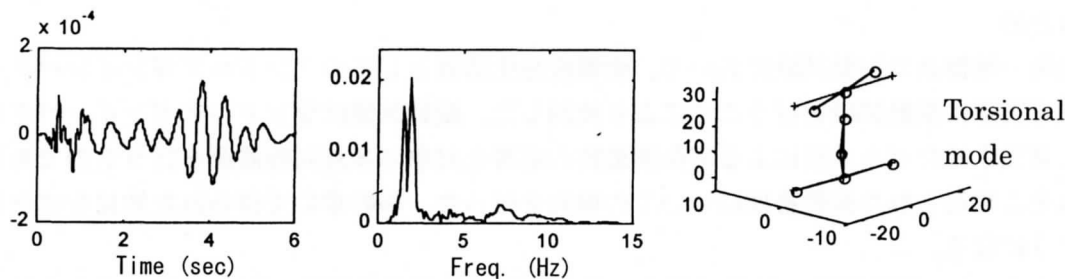


図 1.17 ねじれ成分の応答モード振幅の変動とそのフーリエスペクトルとモード形 (Case-A)

Case-A の場合のロッキングに関しては図 1.18 のようになった。また、Case-c による梁間方向に関しては図 1.19 に示す。この計算で得られた各モードの固有振動数は前述のスペクトル解析によるものと比較的良く一致した。

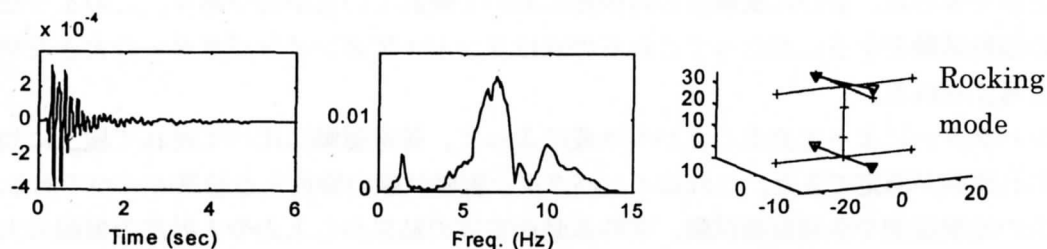


図 1.18 ロッキングのモード振幅の変動とそのフーリエスペクトルとモード形 (Case-A)

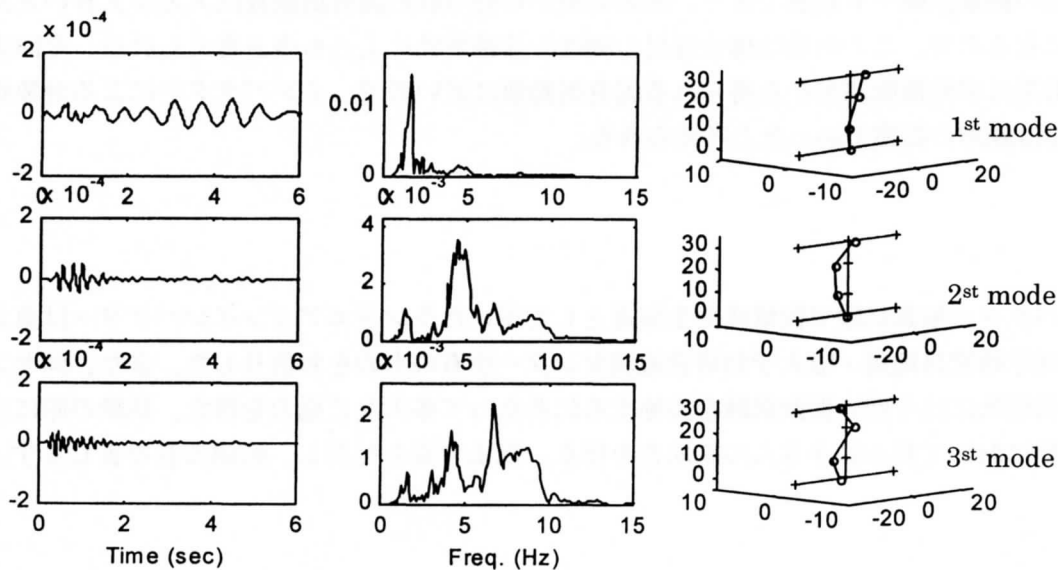


図 1.19 桁行方向の応答モード振幅の変動とそのフーリエスペクトルとモード形 (Case-B)

また、今回のインパクト振動試験の結果から計算した梁間方向と桁行方向の一次モードとねじれ、ロッキング振動モードの減衰の値を表 1.3 に示す。

表 1.3 今回の振動試験で得られた各次モード減衰の値

	梁間方向	桁行方向	ねじれ	ロッキング
Damping(%)	4.52	5.51	13.33	6.88

(4) まとめ

構造物—地盤系の振動試験において、衝撃波発生装置としてのランドエアガンインパクターの適用性を実際に振動試験を行うことにより検討した。振動試験はランドエアガンインパクターを用いて発生させたパルス波による実在構造物の応答を対象に多点同時観測を行うものであり、本章ではそこで得られた振動特性についての検討を行った。この章ので得られた知見をまとめると次のようになる。

- 1) インパクター振動試験の結果は過去の地震観測、各種振動試験、常時微動測定と比較して妥当なものであった。このことはランドエアガンインパクターが構造物—地盤系の振動実験において、加振源としての使用が可能である事を示している。
- 2) インパクター振動試験の結果より 5Hz 以降のモード形が得られた。これは用いた衝撃波発生装置(ランドエアガンインパクター)が 0-40Hz という広い帯域においてパルス波を発生させることができる点、並びに衝撃波の再現性において優れているからであり、このような実在建物の振動試験をするにあたってこれらの点はランドエアガンインパクターの大きな利点であると考えられる。
- 3) インパクターによって発生したパルス波によって、並進運動に比べて遅れて屋上に到達するねじれ運動が測定できた。これはインパクター振動試験の特色ある結果の一つである。
- 4) 過去の地震観測や各種振動試験、常時微動測定等の結果から入力や入射波の振幅の大きさが違うと応答から計算する建物の固有振動数の値も異なる現象が対象建屋で確認されてきたが、今回の振動試験でも確認できた。測定結果から得られる固有振動数は入力が大きいと長周期側になるので、この現象は構造部材の剛性の非線形性によるものと考えられる。今回得られた結果は常時微動測定から得られる固有振動数に近いので、インパクターによる対象建屋の応答は線形の範囲であったと考えられる。

謝辞

インパクター振動試験で衝撃波発生装置として用いたランドエアガンインパクターは東北大学大学院理学研究科地震・噴火予知研究観測センター所有のものをお借りした。また、同センターの長谷川昭氏には今回の振動試験を実施するにあたって多大なご協力を得た。試験の際にはデータの整理において杉本妙子さんの御助力を得た。以上の点を付記し、感謝の意を表します。

2. 不平衡重錘型起振機を用いた実存建物の振動試験

2.1 研究の目的・背景

兵庫県南部沖地震を契機に近年、構造物の損傷を振動計測結果から評価する手法に関して多数の研究が行われているが、数値シミュレーションによる解析的検討もしくは模型実験が中心であり実際の被害建物で定量的に評価したものは少数である。また、東北大学人間環境系研究棟においては2000年7月頃から耐震改修が行われているが、これは地震被害の損傷に対していわば「負の損傷」ともいえる。そこで本研究では当研究棟耐震改修前後において不平衡重錘型起振機を用いた振動試験を行い、多点同時観測によるデータセットを用いてこれから得られる振動特性の変化に着目して各構造部位の損傷・補強効果の確認を行うと共に、既存建築物に対する損傷検出手法の開発を行うこと目的としている。

システム同定そのものについては建築構造物のヘルスマニタリングによる異常診断や故障検出、既存構造物の振動特性の把握・検証、制御系設計等において用いられ、様々な分野に応用できることから近年盛んに研究が行われている。システム同定は入出力関係を記述するシステムの構造を既知として構造に含まれるパラメータを推定するパラメトリック同定と、システムが未知の構造の場合に用いられるノンパラメトリック同定に大きく分類される。パラメトリック同定はさらにシステムの構造形式から物理モデル同定とモーダルモデル同定に大別される。後者は観測情報の数やシステムモデルの作成などの面で前者に比べ容易に行うことができ、構造物を全体として評価するには有効であるが、損傷検出の際には物理モデル同定の方が適していると思われる。また、建築構造物におけるシステム同定の対象となる入出力データには常時微動測定、地震観測、起振機による強制振動試験等から得られるデータが用いられるが、損傷部材の検出の際には今までの各種振動試験の実績を考えると起振機による振動試験が最も有効であると考えられる。本章では2000年7月に東北大学人間環境系研究棟にて実施した不平衡質量型起振機を用いた実存建物の振動試験の概要とその結果を簡単に報告し、その結果が衝撃波発生装置を用いた振動試験の結果と比較的良く対応するものであることを述べると共に、後半では起振機振動試験で得られた共振曲線を入出力データとして用いた場合の、それを記述するモデル構造を骨組モデルとする損傷度検出シミュレーション手法とその結果を示す。ちなみにここでのシステム同定は領域毎に分類された部材の剛性低下率と減衰定数をパラメータとした共振曲線のカーブフィッティングによって行うものである。

2.2 実験装置

ここでは対象建屋は前章のランドエアガンインパクトを用いた振動試験と同じなので、本振動試験で用いた不平衡重錘型起振機の概要について簡単に紹介する。今回の起振機振動試験では起振機は鹿島技術研究所所有のものをお借りした。その全景を写真 2.1 に示す。今回用いた起振機は不平衡質量型起振機と呼ばれるタイプのもので、一對の偏心質量を電動モーターにより互いに逆方向に回転させることにより遠心力を発生させ、これにより一定方向の加振力を得るものである。このタイプは機構が簡単であり、比較的小型で可搬性に富み、さらに駆動源として動力用電源があれば十分であることから極めて多くの振動試験で使用されてきたものである。起振機的主要なスペックを表 2.1 に、図 2.1 に加振機の加振力計算図表を示す。

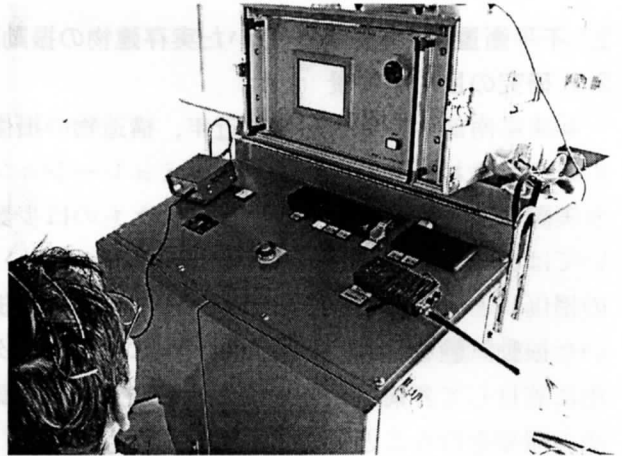
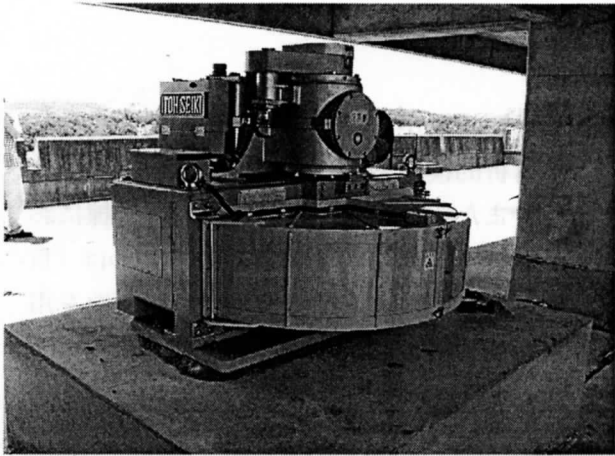


写真 2.1 起振機振動試験で用いた起振機本体とその制御盤

表 2.1 起振機的主要スペック

● 名称	不平衡重錘型中型（水平）起振機
● 加振方式	2 不平衡錘直列配置水平同期反転方式
● 自重	1.12 [ton]
● 寸法	1.2×1.185×1.0 [m]
● 振動数範囲	0.1～20.0 [Hz]
● 分解能	0.002 [Hz]
● 最大加振力	3 [Tonf]

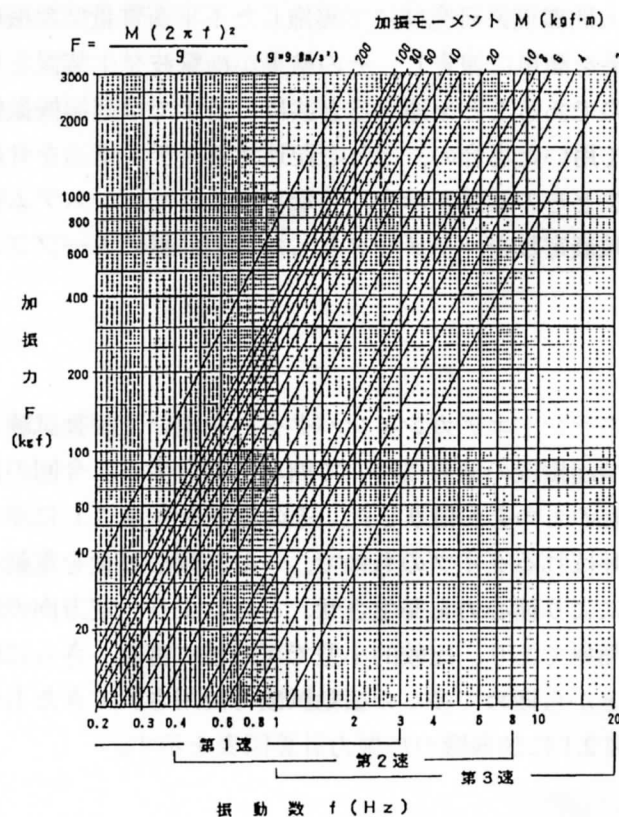


図 2.1 起振機加振力計算図表

2.3 振動試験

2.3.1 加振位置、及び加振計画

(1) 加振位置

図 2.2 に起振機による加振位置を示す。前述のランドエアガンインパクトを用いての振動試験は周辺地盤に加振力を加えたのに対し、今回は対象建屋屋上の中央部付近で加振し、その応答を多点同時観測により記録した。

加振パターンは桁行方向加振と梁間方向加振であり、桁行方向加振の場合は主に桁行方向の並進運動とねじれ運動、ロッキング運動を、梁間方向加振の場合は梁間方向の並進運動、ロッキング運動について検討する目的で実施した。

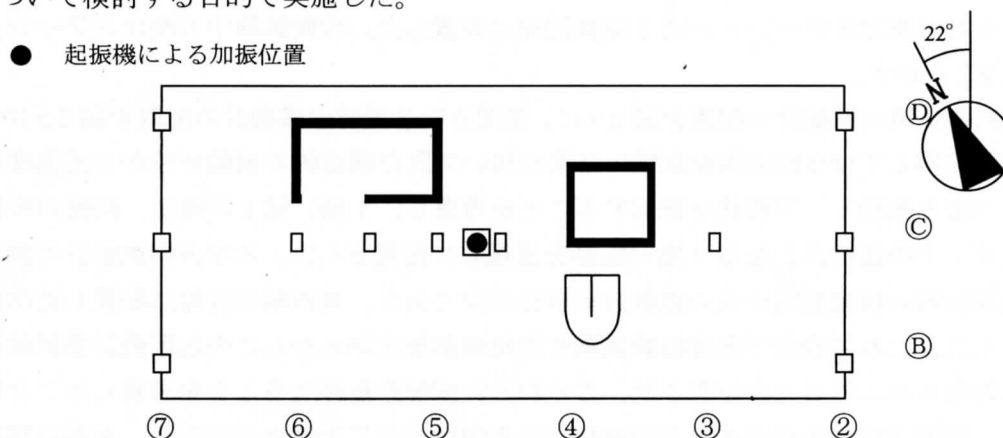


図 2.2 加振位置 (対象建屋屋上)

(2) 加振計画

今回の起振機振動試験における加振振動数の範囲は第 1 章のインパクト振動試験の結果や過去の地震観測記録、各種振動試験、常時微動測定の結果等を参考にして建物の桁行、梁間、ねじれの各次の 1 ～ 3 次共振振動数までがその範囲に入ると考えられた 0.5Hz ～ 10Hz にした。加振力と加振振動数の関係を図 2.3 に示す。

また、加振振動数刻みは過去の測定結果から建物の減衰が小さく、共振曲線のピークが鋭いことを想定して、共振振動数付近で 0.005Hz ～ 0.01Hz 刻み、その他の振動数帯では、0.1Hz 刻みとした。

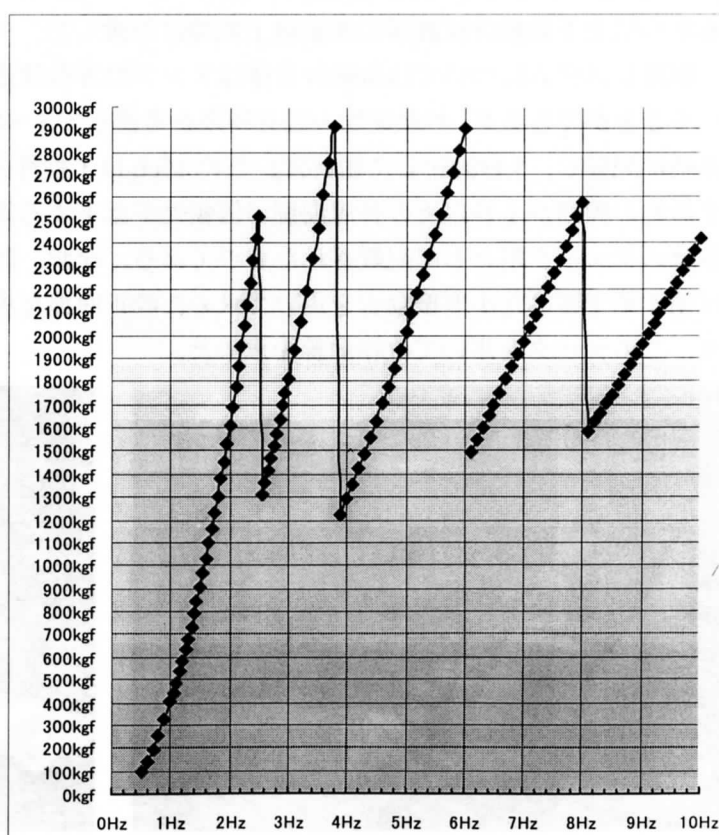


図 2.3 加振力-振動数対応図

2.3.2 測定装置、及び測定点

(1) 測定装置

起振機振動試験に用いた測定システムは第1章のランドエアガンインパクトを用いた振動試験で用いたシステムとほぼ同様のもので微動計、アンプは振動技研(株)のUP-251とTA-406を用いた。データはデータレコーダでAD変換を行い、デジタル記録として記録した。

(2) 測定点

今回の起振機振動試験では桁行、梁間方向加振の2方向でそれぞれ試験を行ったが、その際に加振方向に合わせて微動計の配置と観測方向を一部変更した。また、データの取り込みやデータチェックを行う測定ステーションは2階製図室に設置した。振動試験中の測定ステーションの様子を写真2.2に示す。

桁行方向加振時の微動計の配置を図2.4に、梁間方向加振時の微動計の配置を図2.5に示す。微動計の配置に関しては今回の振動試験の結果を用いて既存構造物の振動特性から損傷度を同定すること、つまり振動モード形状を把握することを考慮し、1階、屋上の他に、剛性の変化する3階と二次モードの屈折点となる7階の振動を重視した配置とした。水平方向微動計の測定方向は桁行方向加振時の時は各階中央の微動計が桁行方向であり、東西軸の両端に配置した微動計は梁間方向にした。これは過去の各種振動試験や常時微動測定からこの起振機振動試験においてもねじれ振動が起こることが予想され、このねじれ振動を把握することを考慮したことによるものである。梁間方向加振時の水平方向微動計の方向はすべて梁間方向である。東西両端に加えて測定する階の中央にも微動計を配置したのは床の面内変形を捉えることも考慮したことによるものである。また、上下方向の微動計に関しては1Fと屋上に配置し、基礎のロッキング振動を捉えるために上下微動計設置階の加振軸上両端に設置した。

測定システムについては微動計自体はアンプの方の設定で1秒計、5秒計のどちらとしても用いることができるが、対象建物の固有周期を考慮して1~14chは1秒計として用いた。15chは1chの隣に配置し、5秒計として用いた。この15chは1秒計として微動計を用いた場合において測定する波の周期が1秒以上の長周期側で信頼性が低下する為、今回の試験で得られた0.5~1.0Hz加振時のチェック用として配置されたものである。なお、計器特性を考慮した1秒計のデータ補正は第1章で述べた小型振動台を用いて求めた校正曲線を用いた。16chは起振機の回転信号用であり、このデータを用いて位相曲線を求めた。



写真 2.2 測定ステーションの様子

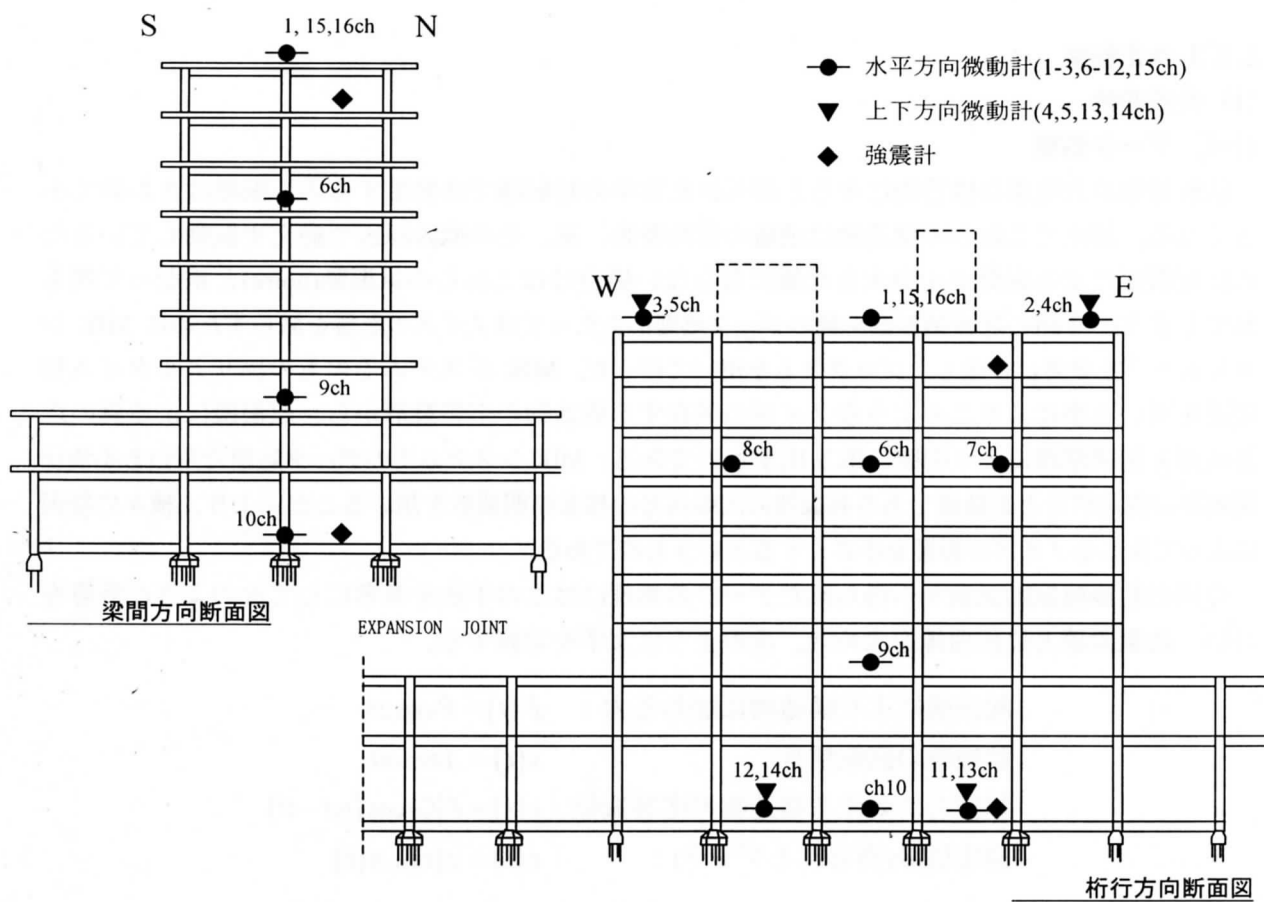


図 2.4 桁行方向加振時の微動計の配置図

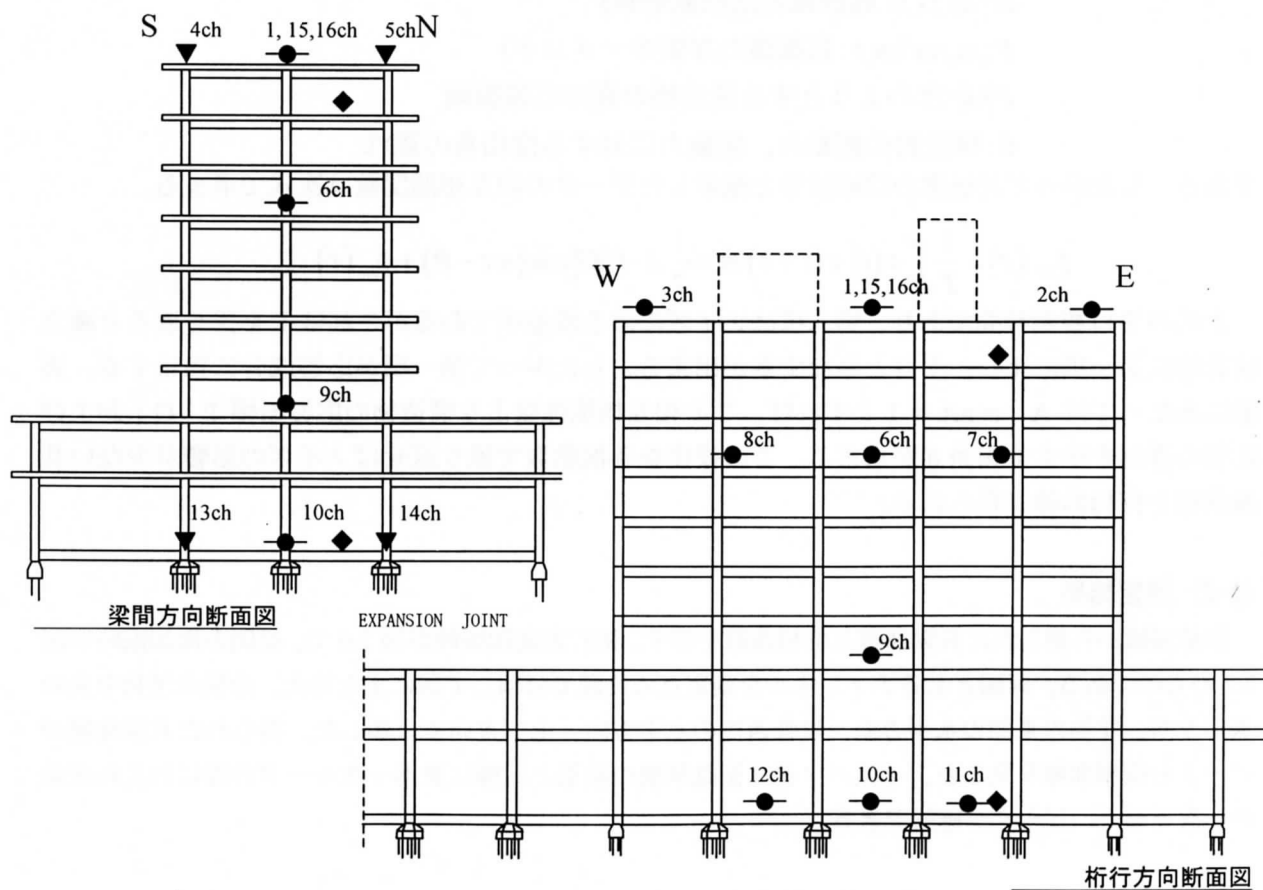


図 2.5 梁間方向加振時の微動計の観測方向

2.2.3 測定結果

(1) 共振曲線

(1-1) データ処理

試験対象が大規模な構造物になると限られた容量の起振機では発生する応答振幅はきわめて小さくなる。加えてこれらの構造物は地盤の常時微動、風、その他の原因で絶えず振動しているために起振機による振動が十分大きな値にならない場合はこれらの雑振動(noise)と重なって埋もれてしまう。今回の起振機振動試験のデータ処理にあたってはノイズの影響を減らすために MIK システム^{1), 2)}を参考に作成したプログラムを用いて行った。MIK システムそのものはリアルタイム相関計を用いる事によりこのようなノイズの混在する構造物の応答波形から、起振機による真の応答波形を相関原理により明瞭に取り出すものである。MIK システムでのデータ処理で用いる手法は振動計の測定信号と正弦波である起振機の回転信号の相互相関関数を用いることにより、種々の原因によって生じるノイズの影響を小さくするというものである。

今回の起振機振動試験から得られたデータの処理にはこの手法を参考にして次のような計算を行い、共振曲線と位相曲線を求めた。次のように文字を定義する。

起振機により構造物に加わる力： $F(t) = P \cos \omega t$

起振機の回転信号： $x(t) = A \cos \omega t$

起振力に対する構造物の応答振動： $y(t) = P|G| \cos(\omega t - \theta)$

測定信号(得られるデータ)： $z(t) = y(t) + n(t)$

ここで、

$\omega: 2\pi f$ (f : 起振機の回転振動数)

$P: m_0 r \omega^2$ ($m_0 r$: 起振機の加振モーメント)

$P|G|$: 求めようとする構造物の真の応答振幅

θ : 構造物の振動の、起振力に対する位相角の遅れ

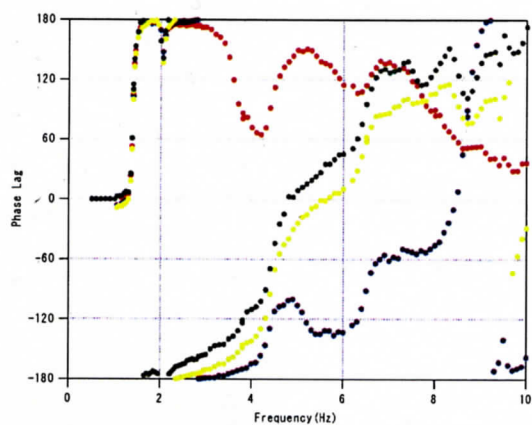
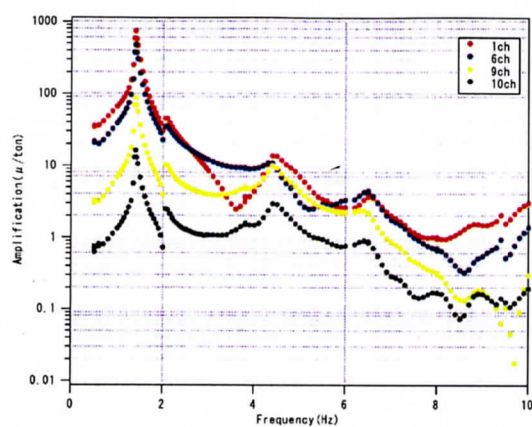
である。したがって起振機の回転信号と測定したデータの相互相関関数は次式で求まる。

$$\phi_{xz}(\tau) = \frac{1}{T} \int_0^T x(t) \cdot z(t+\tau) dt = \frac{1}{2} A \cdot P|G| \cos(\omega\tau - \theta) + \phi_{xn}(\tau)$$

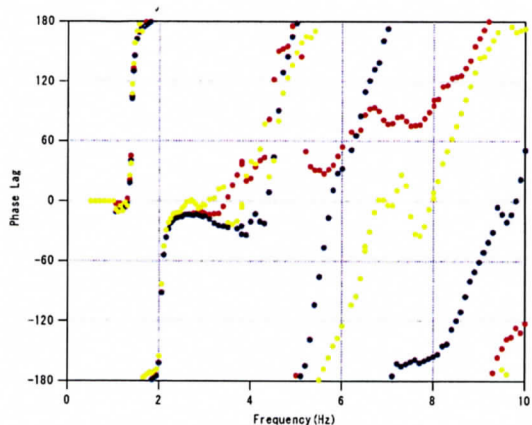
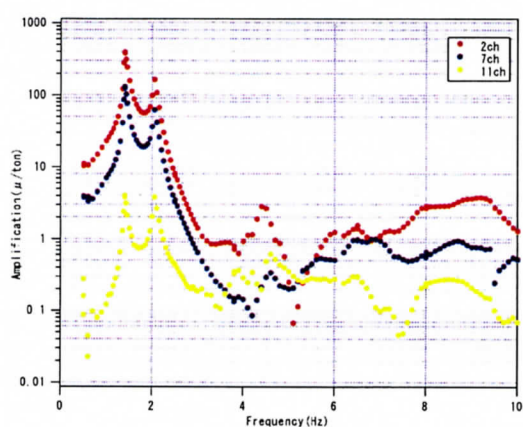
上式の T は観測時間であり、第二項はノイズによる誤差項であるがこれは T を長く取ると確立統計的に第一項に比し、ゼロとみなす事が出来る。したがって第一項が応答成分に相当する。実験にあたっては $A = \text{const.} = 1$ とすれば、この相互相関係数より構造物の応答振幅 $P|G|$ および応答の遅れを示す位相角 θ が求まる。この操作を各振動数で繰り返せばノイズの影響が少ない共振曲線と位相曲線が得られる。

(1-2) 測定結果

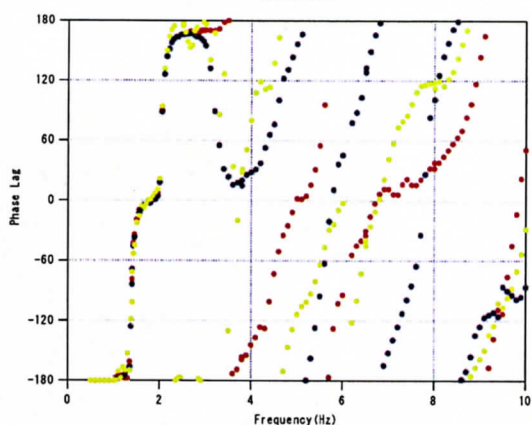
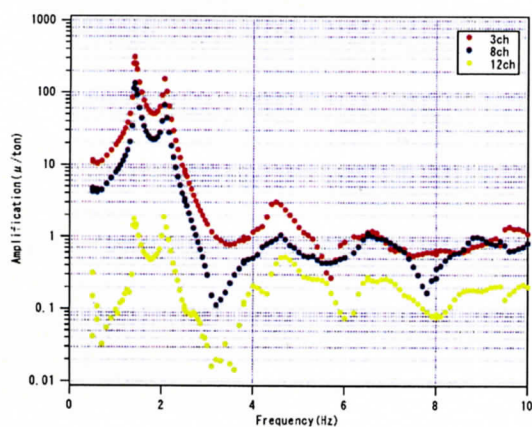
振動実験から得られた共振曲線と位相曲線を示す。桁行方向加振時が図 2.6 で、梁間方向加振時が図 2.7 のものである。両図とも各チャンネルを測定点の位置で分類して図にまとめた。分類は建物中央の水平方向、建物の東側の水平方向、建物西側の水平方向、上下方向で分類した。得られた共振曲線のピークと位相曲線を見ると、インパクト振動試験の結果と同様に並進一次モードの後にねじれ振動の一次モードのピークが確認できる。



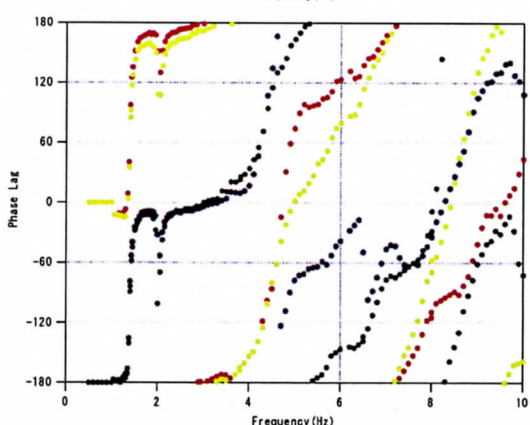
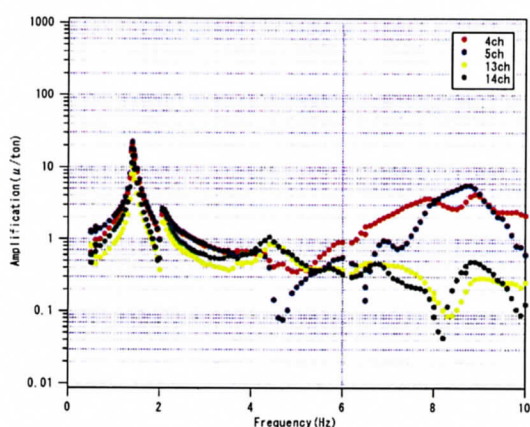
(a) 建物中央(水平方向)



(b) 建物東側(水平方向)



(c) 建物西側(水平方向)



(d) 建物桁行両端(上下方向)

図 2.6 桁行方向加振時の共振曲線と位相曲線

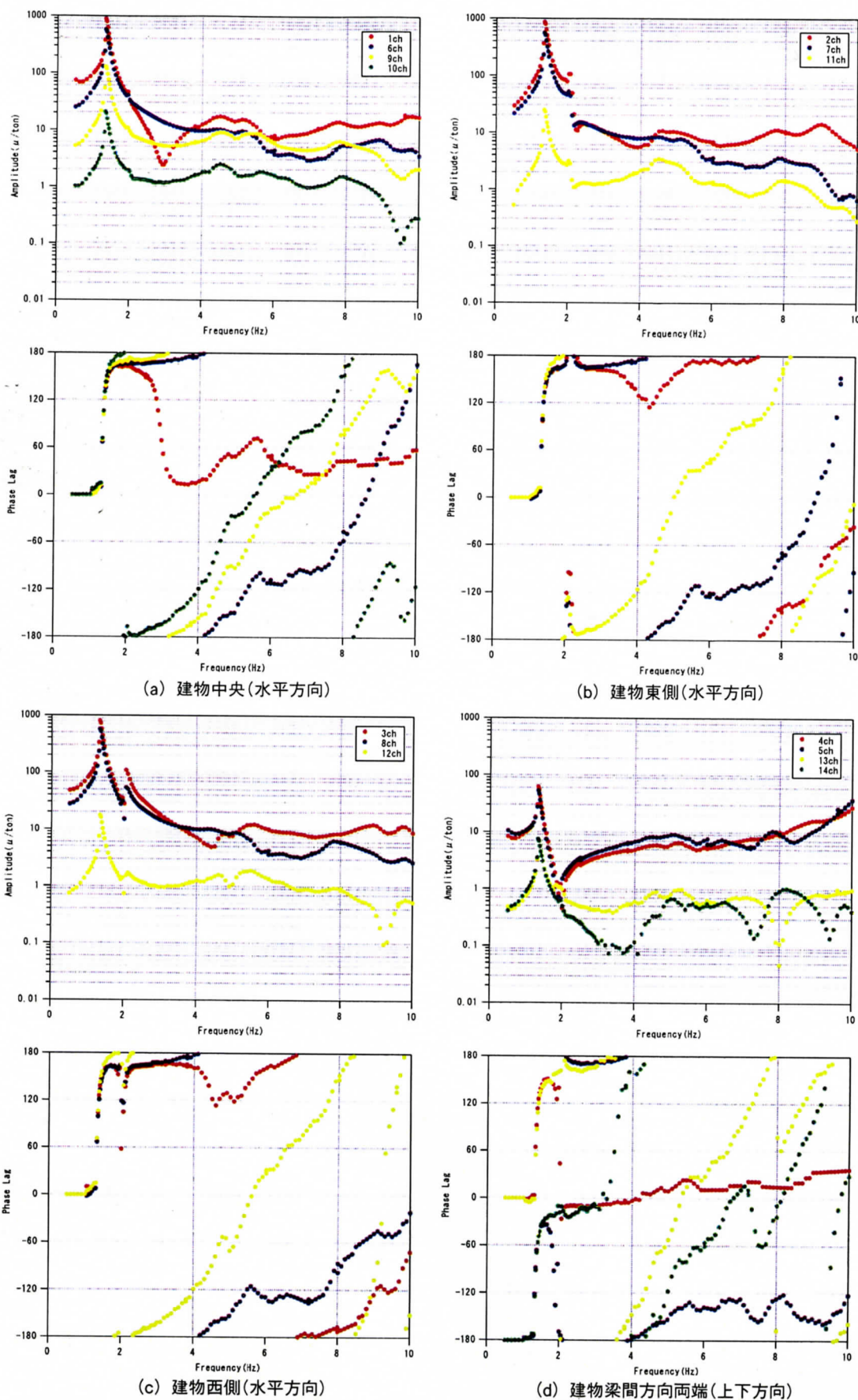


図 2.7 梁間方向加振時の共振曲線と位相曲線

(1-3) 共振振動数と減衰定数、振動モード形状、スウェイ・ロッキング率

表 2.2 に起振機振動試験から得られた各方向の共振振動数とインパクター振動試験の結果を再掲した。起振機振動試験から得られた減衰定数は桁行方向が約 2.2%、梁間方向約 2.6%程度であった。なお、減衰定数の算定にあたってはハーフパワー法を用いた。また、図 2.8 に今回の振動実験から得られた桁行、梁間加振時のモード形状を示す。スウェイ率、ロッキング率については表 2.3 のようになる。ちなみにスウェイ率は「1階での水平変位/屋上での水平変位」、ロッキング率は「ロッキング回転角*建物の高さ/屋上変位」として計算した。

インパクター振動試験と比較した場合、入力が違うので得られた固有振動数に若干差が見られるものの、過去の対象建屋の地震観測や各種振動試験と比べてこの違いは概ね妥当な範囲であると考えられる。

表 2.2 両振動実験から得られた各方向の固有振動数

加振方向	モード次数	インパクター振動試験	起振機振動試験
桁行方向	1 次	1.56Hz	1.4Hz
	2 次	4.49Hz	4.4Hz
梁間方向	1 次	1.36Hz	1.325Hz
	2 次	4.98Hz	4.4Hz
	ねじれ	1.85Hz	2.05Hz

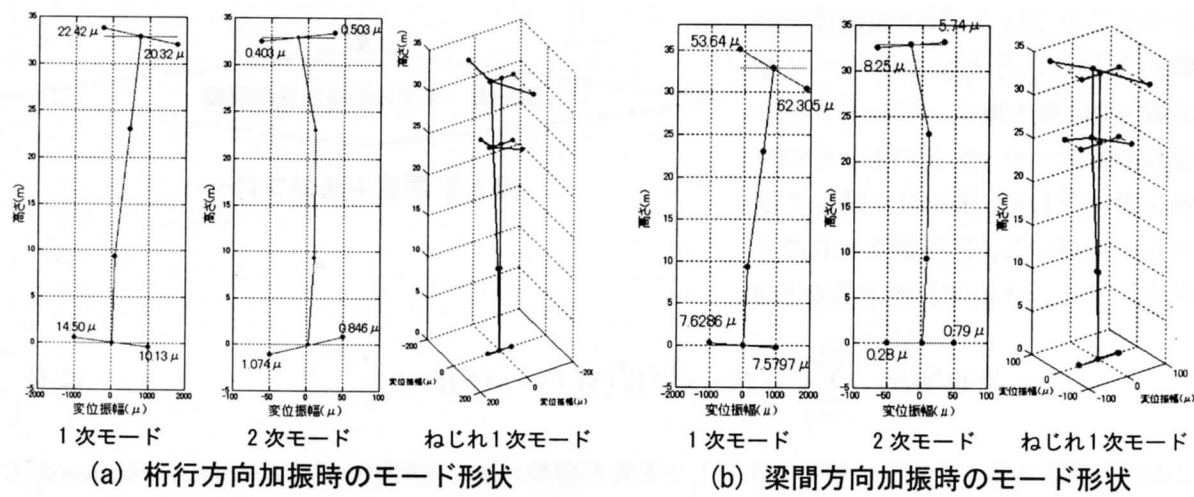


図 2.8 桁行方向加振時のモード形状

表 2.3 スウェイ率とロッキング率

加振方向と測定方向	測定点	ロッキング率	スウェイ率
桁行方向	中央	3.52%	2.19%
梁間方向	中央	4.33%	2.39%
	東		2.91%
	西		2.21%

(2) 損傷度検出シミュレーション

起振機振動試験のデータを用いて対象建屋である東北大学人間環境系研究棟の損傷度シミュレーションを行った。その同定手法と結果を簡単に報告する。

(2-1) シミュレーション手法

図 2.9 に今回用いた損傷度検出シミュレーション手法のフローを示す。本シミュレーション手法は振動試験で得られた共振曲線を用いるので、前もって同定したい部材の領域に応じたセンサーの配置や同定対象の主要な振動数領域を考慮した加振振動数などを決定する必要がある。次に実際に起振機振動試験を行うことにより共振曲線、位相曲線を得る。その一方で入出力データを記述するためのモデル構造となる竣工当時の立体骨組モデルを作成する。同定するパラメータは竣工時に対する部材の損傷度(剛性低下率)と減衰定数であり、センサーの配置から部材を領域毎に分類する必要がある。同定は解析モデルと実験データの共振曲線及び位相曲線をフィッティングさせることで行う。評価関数は振動試験から得られる共振曲線データを複素数 $x(f)$ に置き換え、解析モデルの周波数応答データ $y(f)$ との差とその共役値を掛け合わせ、振動数に関して足したものをを用いる。評価関数を式(2.1)に示す。また、*は共役複素数を示す。

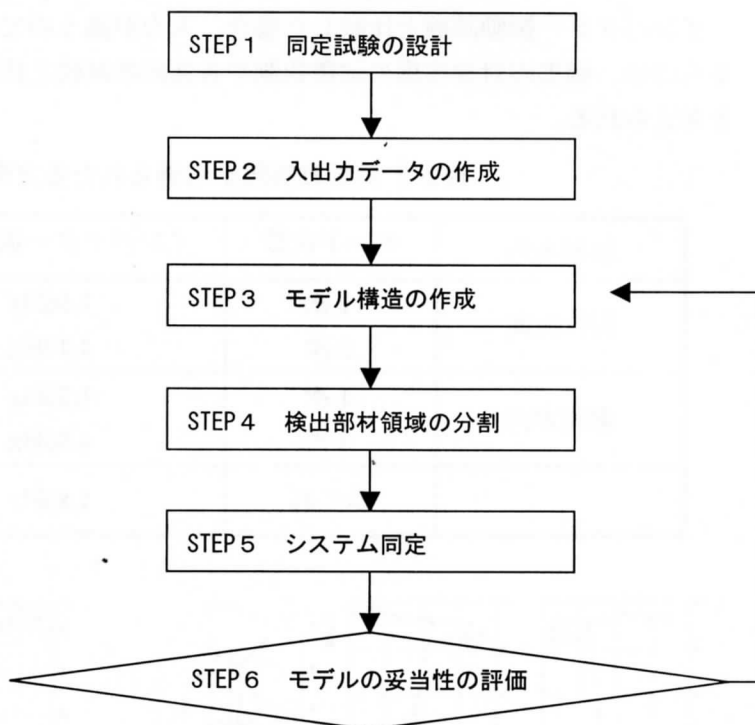


図 2.9 同定手法のフロー

$$\text{評価関数} \quad \sum_{f=0.5}^{10} (y(f) - x(f))^* (y(f) - x(f)) \quad (2.1)$$

この評価関数の最小化問題を解く手法として非線形関数の最小化問題を解く Levenberg-Marquardt 法を用いる。同定結果を得ることができたら最後に、共振曲線や評価関数の値からモデルの妥当性を評価する。

(2-2) 東北大学人間環境系建物のモデル構造の作成

次に対象建屋である東北大学人間環境系建物のモデル構造の作成方法を簡単に述べる。本研究では入出力データを記述するモデル構造を立体骨組モデルとし、同定するパラメータを竣工当時の部材と実験時の部材における剛性の比である剛性低下率で定義する。立体骨組みの作成については大原³⁾、藤橋¹⁴⁾が作成したものを参考に行っている。

(a) 部材モデル

柱、梁、耐震壁などの部材は図 2.10 のようにモデル化した。曲げ性状は線材 EI とその両端に設けた回転バネ K_{PA} K_{PB} により表し、せん断性状はせん断バネ K_S によって表した。また、部材データについては、大原³⁾、藤橋⁴⁾が作成したものを用いた。竣工当時のヤング係数は 210t/cm^2 、せん断弾性係数は 90t/cm^2 とし、部材個々の純ねじれ剛性は無視した。

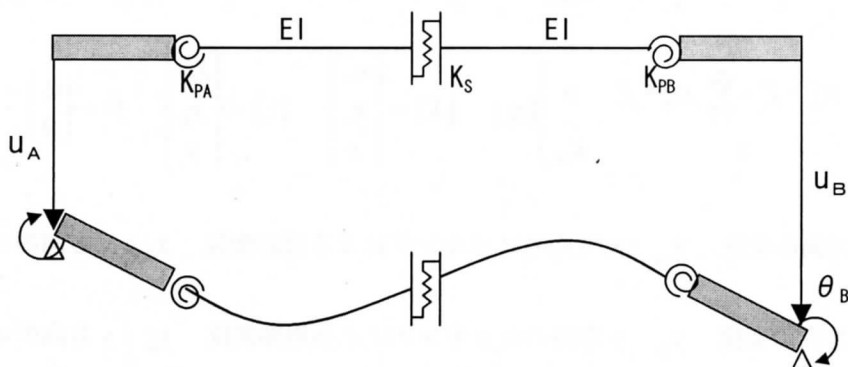


図 2.10 部材モデル

(b) 骨組みモデル作成時の基本仮定

建物を線材に置換することにより骨組モデルを作成するにあたって、以下のような仮定に基づいてモデル化を行った。

- i 床板の変形は無視し、これを剛体とする。
- ii 部材をすべて重心位置で線材化する。
- iii 剛域長さは、その部材に接合する部材の表面までとする。
- iv 部材のねじれ剛性、柱の伸縮は無視する。
- v モデル化するのに不都合な 1 階の不規則な壁については、水平剛性の等しい 1 つの線材に置換する。
- vi 建物各部の質量はすべて床板位置に集中するものとする。
- vii ペントハウスの質量は 9 階の質量に参入する。

(c) 質量マトリクスと減衰マトリクス

減衰マトリクスは剛性マトリクスに対応する振動系に対して各次の減衰定数を仮定し、Wilson, Penzin の方法で比例減衰マトリクスを作成した。同定の対象となるのは 1~2 次までの減衰定数とし、それ以降は一定の値をとるものとする。

(d) 立体骨組モデル

基礎のねじれ振動を考慮した地盤—構造物の相互作用を考慮したモデルを作成する。ここでは一般的に用いられているスウェイ・ロッキングモデルを用いる。

基礎の剛心を e_x 、 e_y 、桁行方向 (x) と梁間方向 (y) のスウェイバネを K_{sx} 、 K_{sy} とすると、基礎のねじれ振動を考慮した立体骨組のスウェイ・ロッキングモデルの運動方程式は、式(2.2)のようになる。

$$\begin{bmatrix} [M] & 0 & 0 \\ 0 & [M] & 0 \\ 0 & 0 & [I] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{X} \\ \ddot{Y} \\ \ddot{\Theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C & & \\ & C & \\ & & C \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{X} \\ \dot{Y} \\ \dot{\Theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [K_x] & 0 & [\bar{K}_{x\theta}] \\ 0 & [K_y] & [\bar{K}_{y\theta}] \\ [\bar{K}_{\theta x}] & [\bar{K}_{\theta y}] & [\bar{K}_{\theta\theta}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X \\ Y \\ \Theta \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} [M]\{P\}\{\ddot{x}_0\} \\ [M]\{P\}\{\ddot{y}_0\} \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.2)$$

$$[\bar{K}_{x\theta}] = [\bar{K}_{\theta x}]^T = \begin{bmatrix} 0 & \dots & 0 \\ [R_s]^T \begin{bmatrix} K_{xe_y} & 0 \\ 0 & K_{x\theta} \end{bmatrix} [R_s] \end{bmatrix} \quad [\bar{K}_{y\theta}] = [\bar{K}_{\theta y}]^T = \begin{bmatrix} 0 & \dots & 0 \\ [R_s]^T \begin{bmatrix} K_{ye_x} & 0 \\ 0 & K_{y\theta} \end{bmatrix} [R_s] \end{bmatrix}$$

$$[\bar{K}_{\theta\theta}] = [R_s]^T \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^n K_{sx} * I_y^2 + \sum_{i=1}^n K_{sy} * I_x^2 & 0 \\ 0 & K_{\theta\theta} \end{bmatrix} [R_s] \quad \{X\} = \begin{Bmatrix} x_{rx} \\ x_0 \\ x \end{Bmatrix} \quad \{Y\} = \begin{Bmatrix} y_{ry} \\ y_0 \\ y \end{Bmatrix} \quad \ddot{\Theta} = \begin{Bmatrix} \theta_0 \\ \theta \end{Bmatrix}$$

x : 構造物の x 方向の変位 x_{rx} : x 方向のロッキングによる頂部変位 x_0 : x 方向のスウェイ変形

y : 構造物の y 方向の変位 y_{ry} : y 方向のロッキングによる頂部変位 y_0 : y 方向のスウェイ変形

θ : 構造物のねじれ角 θ_0 : 基礎のねじれ角

ここで、 $[R_s]$ は座標変換マトリクスで、次の式の関係満足する。

$$\begin{Bmatrix} \theta_0 \\ \theta \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & \dots & 0 \\ -1 & 1 & & 0 \\ \vdots & & \ddots & \\ -1 & 0 & & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_0 \\ \theta \end{Bmatrix} = [R_s] \begin{Bmatrix} \theta_0 \\ \theta \end{Bmatrix} \quad (2.3)$$

θ' 、 θ はそれぞれ全体系の座標軸に対する上部構造のねじれ角と、基礎固定系における座標軸に対するねじれ角を表す。 θ_0 は基礎のねじれ角である。

対象建屋である東北大学人間環境系研究棟のモデルを作成するにあたって、スウェイ・ロッキングバネの値は振動試験結果から式(2.4)⁴⁾で逆算を行った。その際の算定には 1 次固有振動数の u_1 、 θ_1 を用いた。

$$K_h = Q / u_1 = \left(\omega^2 \sum_{i=1}^9 m_i u_i + 1 \right) / u_1 \quad K_r = M / \theta_1 = \left(\omega^2 \sum_{i=1}^9 I_i \theta_i + \omega^2 \sum_{i=1}^9 m_i u_i h_i + h_f \right) / \theta_1 \quad (2.4)$$

K_h 、 K_r : スウェイバネ、ロッキングバネ Q 、 M : 基礎底面におけるせん断力とモーメント

u_1 、 θ_1 : 基礎底面における水平変位と回転角 m 、 I 、 h : 質点の質量、回転慣性、高さ

また、この基礎のねじれ振動を考慮したモデルの基礎の部分を作成するにあたって、その地盤条件を考慮して基礎のねじれ性状は東西軸（桁行方向）にのみ偏心を持つ 1 軸偏心と仮定した。

(2-3) 入出力データと評価関数

簡単のため式(2.2)を次のように書き換える。

$$[\bar{M}]\{\ddot{X}\} + [\bar{C}]\{\dot{X}\} + [\bar{K}]\{X\} = [U]\{u\} \quad (2.5)$$

上式は次のような 1 階の微分方程式に置き換えられる。

$$\dot{\mathbf{x}} = \mathbf{A}\mathbf{x} + \mathbf{B}u \quad (2.6)$$

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -\bar{M}^{-1}\bar{K} & -\bar{M}^{-1}\bar{C} \end{bmatrix} \quad \mathbf{B} = \begin{bmatrix} 0 \\ \bar{M}^{-1}U \end{bmatrix} \quad \mathbf{x} = \begin{Bmatrix} \{X\} \\ \{\dot{X}\} \end{Bmatrix}$$

式(2.6)はシステム工学分野では状態方程式と呼ばれている。また、次の式(2.7)は出力方程式と呼ばれ、式(2.6)とまとめてシステム方程式という。

$$\dot{\mathbf{y}} = \mathbf{C}\mathbf{x} + \mathbf{D}u \quad (2.7)$$

\mathbf{C} は出力行列と呼ばれるもので状態量 \mathbf{x} のうち、観測したい状態に応じて任意に設定する。 \mathbf{D} は直達行列と呼ばれるもので加速度を出力とする場合などに用いる。式(2.6)と式(2.7)をそれぞれラプラス変換しすることで次の 2 式を得る。

$$\begin{aligned} s\mathbf{X}(s) &= \mathbf{A}\mathbf{X}(s) + \mathbf{B}U(s) \\ \mathbf{Y}(s) &= \mathbf{C}\mathbf{X}(s) + \mathbf{D}U(s) \end{aligned} \quad (2.8)$$

式(2.8)の 2 式より、

$$\begin{aligned} \mathbf{Y}(s) &= \mathbf{C}(s\mathbf{I} - \mathbf{A})^{-1} \mathbf{B}U(s) + \mathbf{D}U(s) \\ &= \left[\mathbf{C}(s\mathbf{I} - \mathbf{A})^{-1} \mathbf{B} + \mathbf{D} \right] U(s) \end{aligned} \quad (2.9)$$

したがって、 $U(s)$ に対する $Y(s)$ の周波数応答は

$$\mathbf{G}(s) = \mathbf{C}(s\mathbf{I} - \mathbf{A})^{-1} \mathbf{B} + \mathbf{D} \quad (2.10)$$

で求められる。 $\mathbf{G}(s)$ はパラメータに対する関数になる。

評価関数は解析データ $\mathbf{G}(s)$ を振動数領域に置き換えたものを $\mathbf{G}(f)$ とし、実験から得られる共振曲線と位相曲線から応答を複素数に置き換えたものを $\mathbf{H}(f)$ とすると、両者の差とその共役値を掛け合わせ、0.5Hz～10Hz まで足し合わせ、各観測点ごとに和をとったものを評価関数とした。

$$\text{評価関数} = \sum_{n=1}^m \sum_{f=0.5}^{10} (\mathbf{G}(f) - \mathbf{H}(f))^* (\mathbf{G}(f) - \mathbf{H}(f)) \quad (2.11)$$

* : 複素共役値 m : 観測点の数

また、この評価関数の最小化問題を解く手法として非線形関数の最小化問題を解く Levenberg-Marquardt 法を用いた。

(2-4) 同定パラメータ

同定するパラメータは 1～2 階、3～6 階、7～9 階の 3 層に分類したときの、柱梁、桁行方向の壁、梁間方向のコアにある壁、東側の壁、西側の壁のそれぞれに対する剛性低下率 (15 個) と梁間、桁行、ねじれ方向の 1～2 次の減衰定数 (6 個) の計 21 個に基礎の剛心の位置 e_x を加えた計 22 個である。図 2.11 に同定パラメータと部材の分類を示す。同定シミュレーションに際してスウェーバネ、ロッキングバネの減衰係数については減衰定数を 5% と仮定し、剛性比例とした。

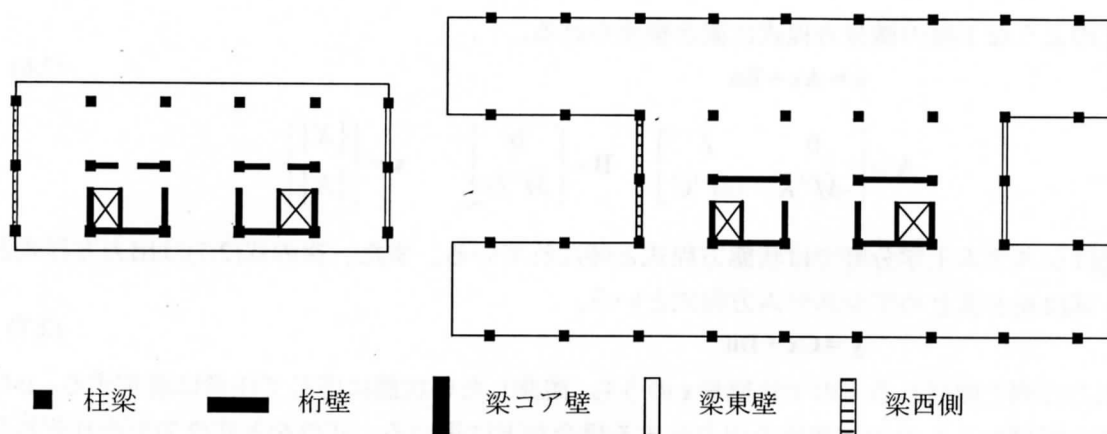


図 2.11 同定パラメータと部材の分類

(2-5) 入出力データ

同定に使用する共振曲線と位相曲線のデータは起振機振動試験で得られた0.5Hzから10Hzまでの共振曲線と位相曲線を0.05Hz刻みにスプライン補間し、高次振動数でのフィッティングをしやすくするために速度応答に変換したものをを用いた。また、解析の際に上下の変位はロッキング回転角に重心からの距離をかけて求めた。

(2-6) 損傷度検出シミュレーション結果

同定された各部材の剛性低下率を表 2.4 に、梁間、桁行、ねじれ方向の1～2次の減衰定数を表 2.5 に示す。ここでの剛性低下率はシミュレーション結果の剛性と竣工当時の剛性の比である。また、推定されたパラメータによりシミュレートされた共振曲線のうち、桁行方向加振時と梁間方向加振時の各階中央のものと1階両端のものを図 2.12 に示す。

以上、基礎のねじれ振動を考慮したスウェイ・ロッキングモデルによる同定を試みた結果は、ひび割れ状況等とも比較すると妥当な値が得られた。この建物においてより良い同定を目指すためには、今回のモデルでは表現できなかった軸歪や地盤の歪依存性なども考慮する必要があると考えられる。

表 2.4 各部材の剛性低下率

地盤—構造物系	柱、梁	桁壁	梁コア壁	梁東壁	梁西壁
7～屋上	0.40794	0.3868	0.375	0.79996	0.52442
3～6 階	0.35444	0.33211	0.1569	0.33358	0.26641
1～2 階	0.62663	0.89994	0.61047	0.66136	0.69802

表 2.5 梁間、桁行、ねじれ方向の1～2次の減衰定

減衰	1 次減衰定数	2 次減衰定数	基礎の剛心
梁間	0.02686	0.08514	重心から 西側へ 405.1cm
桁行	0.024036	0.19935	
ねじれ	0.017905	0.42598	

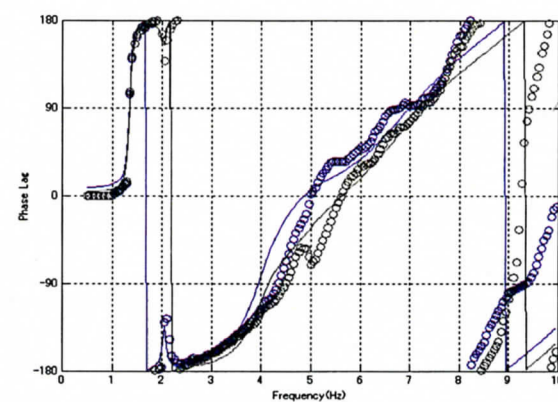
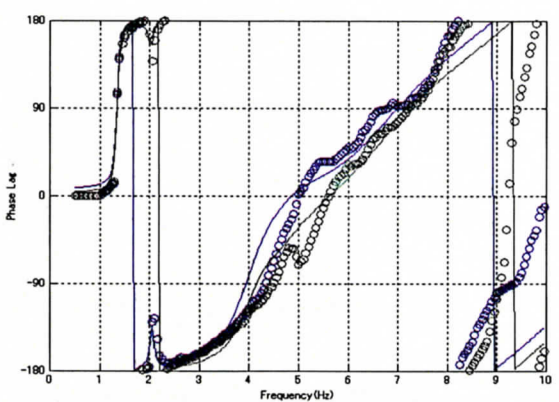
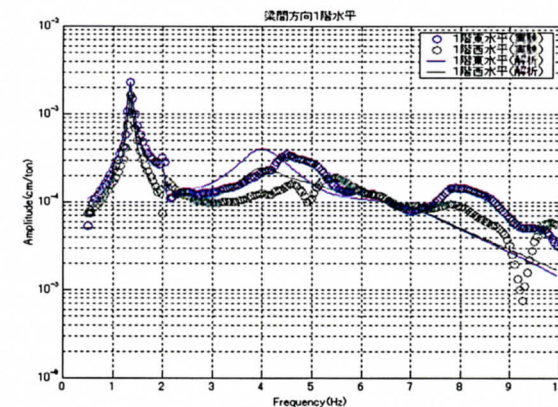
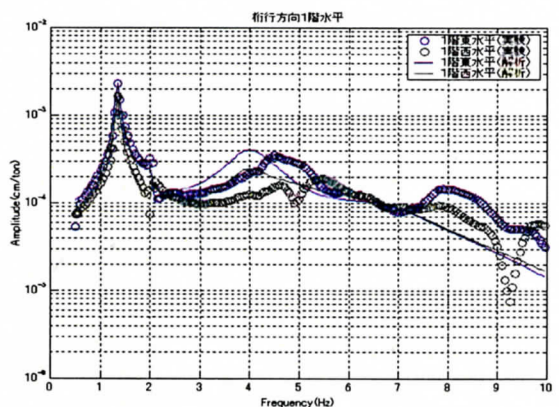
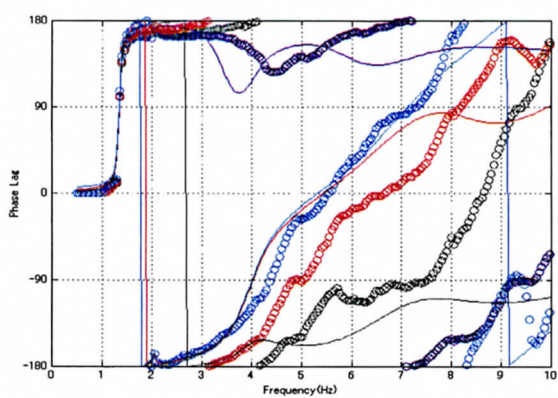
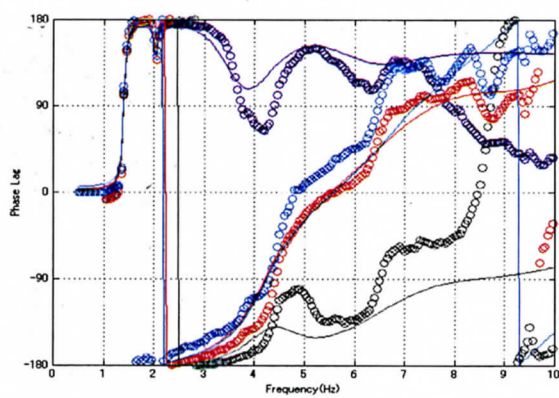
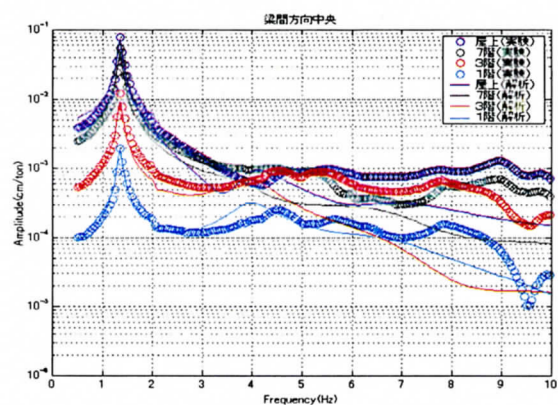
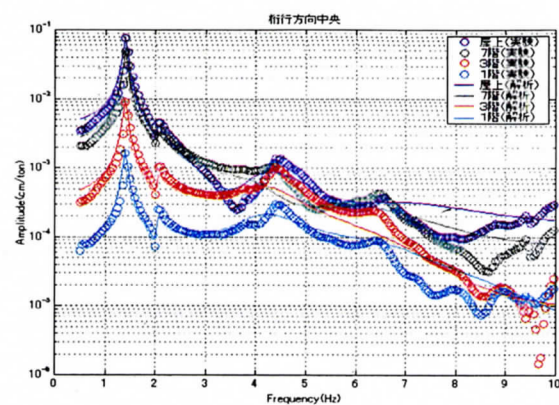


図 2.12 起振機振動試験の結果と推定されたパラメータによりシミュレートされた結果の比較

(2-7) モデルの妥当性の検討

今回の損傷度検出シミュレーション結果がどの程度、実際の状況と整合性があるものなのか検討するために地震観測記録を用いて地震応答シミュレーション解析を行った。今回用いたデータは起振機振動試験によるものなので、地震データは比較的応答が小さいものを用いた。その結果の時刻歴波形を図 2.13 に、そのスペクトルを図 2.14 に示す。

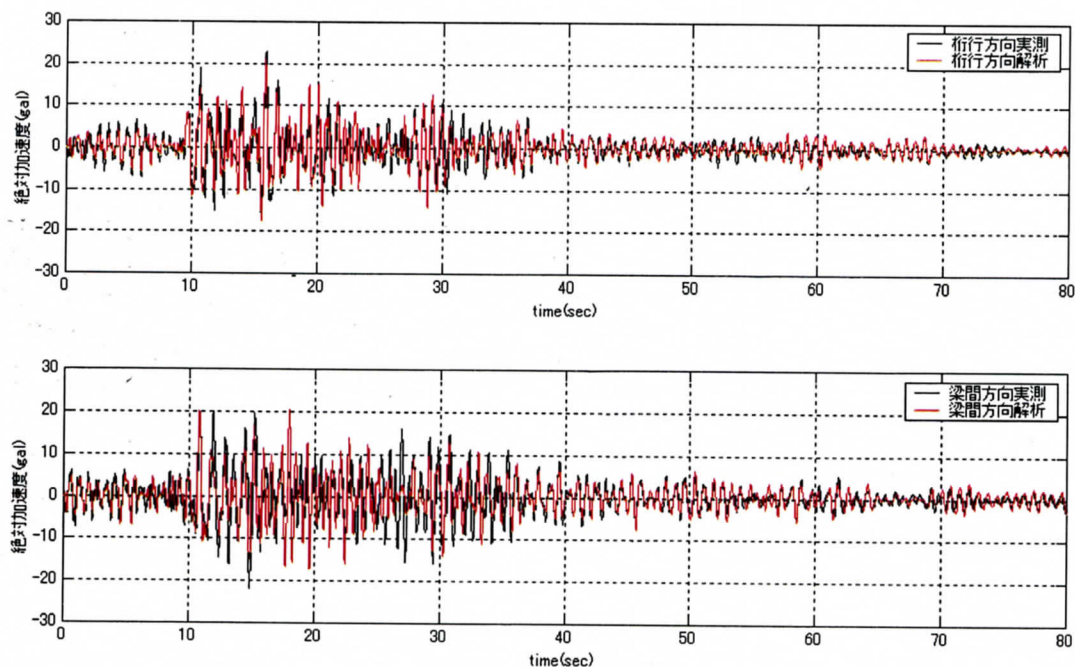


図 2.13 1999 年 11 月 15 日の地震の解析波形と実測波形の比較

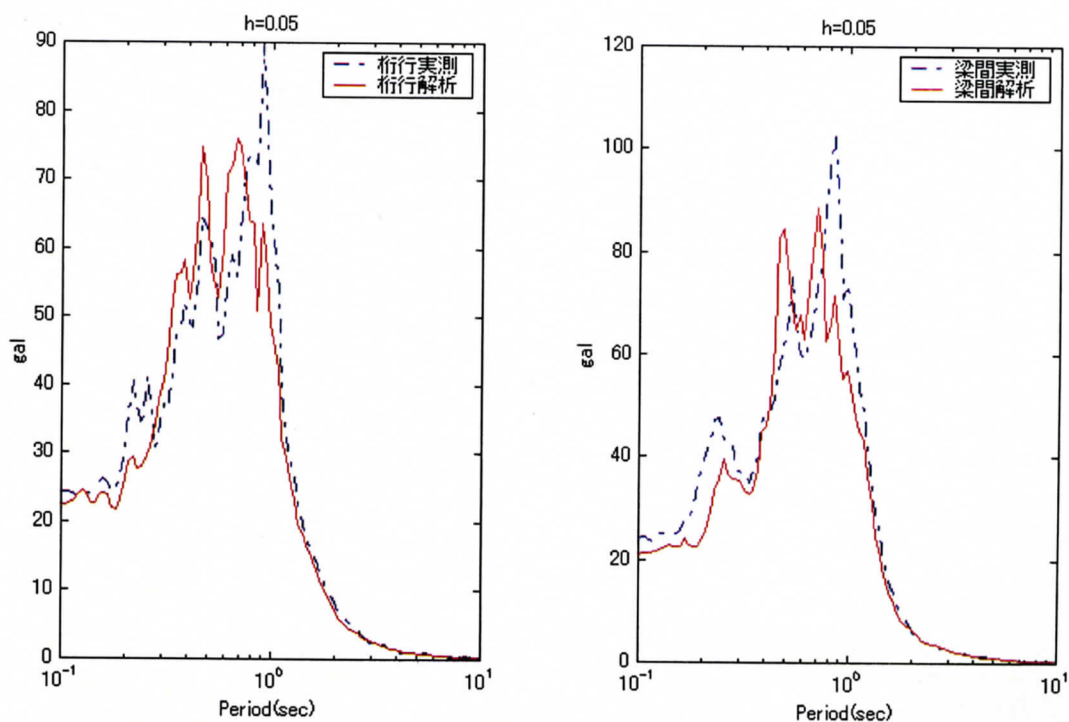


図 2.14 1999 年 11 月 15 日の地震時の建物 9 階における加速度応答スペクトルの比較

地震応答シミュレーションの結果は時間領域上と周波数領域上の両方の場合において概ね妥当な結果であると考えられる。損傷度検出シミュレーションに用いたデータセットは起振機振動試験によるものであるので、応答が線形の範囲ならば損傷度検出シミュレーションによる同定はある程度信頼性があるものであることを示した。また、このシミュレーションは周波数領域で同定された解析モデルの妥当性を時間領域で再確認するものでもある。

(2-7) まとめ

本節では起振機振動実験で得られた共振曲線を入出力データとし、それを記述する地盤—構造物の相互作用を考慮したモデル構造を骨組モデルとする損傷度検出シミュレーション手法を示した。また、検討例として東北大学人間環境系建物を対象に行った起振機振動実験による損傷度検出シミュレーションを行い、部材を柱梁、桁行方向の壁、梁間方向のコアにある壁、東側の壁、西側の壁の5種類に分類し、さらに、観測点の配置から高さ方向に1～2階、3～6階、7～9階の3層に分割した場合の損傷度検出シミュレーションの結果を示した。

その結果から得られた知見をまとめると次のようになる。

- (1) モデル構造を骨組モデルとし、部材を領域で区別することで、損傷度検出が行えることを示した。
- (2) 観測点の配置位置によって、同定できる部材の領域が決定される。今回の同定では観測点の数が15個であったが、数を増やすことや観測点の配置位置考慮することによって局所的な部材の損傷度も同定できると考えられる。

数値シミュレーションもしくは模型実験による解析的検討を行った研究が多い中で実構造物を対象に損傷検出シミュレーションを行った本研究は非常に有効であると思われる。しかしながら本研究では誤差の評価式や、目で見た共振曲線の一致具合で同定結果を評価しただけにとどまり、仮定されたモデルや同定された部材の剛性低下率や減衰定数が妥当なものであるかどうか検討するまでには至らなかった。また、地盤バネの周波数依存性、柱の伸縮等、様々な誤差要因を有するといった問題があった。今後の課題としてより精度の良い損傷検出手法等の開発、他の構造物への適用等を行っていくつもりである。

謝辞

この起振機振動試験で用いた起振機は鹿島技術研究所所有のものをお借りした。ならびに今回の実験に際して鹿島技術研究所の内山正次氏、ならびに株式会社アステルの比嘉泰雄氏には多大なご協力を頂いた。以上の点を付記し、感謝の意を表します。

3. 結果の考察

3.1 地震観測記録との比較(1998. 9. 15 宮城県南部地震)

(1) 目的

この節では 1998.9.15 宮城県南部地震時において東北大学人間環境系研究棟の 1 階と 9 階の強震計で記録された地震観測記録と、第 1 章のインパクター振動試験の Case-A と同じ観測点、観測方向でインパクターによる加振点の位置が Case-A の場合よりも南側 1.85m の位置の場合において得られた上下データから求めた 1 階中央部付近と屋上中央部付近の上下データとを比較し、構造物—地盤系の振動試験においてインパクターを用いることの妥当性を検証する。

(2) 1998. 9. 15 宮城県南部地震で得られた地震観測記録

1998.9.15 宮城県南部地震時において東北大学人間環境系研究棟の強震計(1 階と 9 階)で梁間方向、桁行方向、上下方向の 3 成分の強震記録が得られた。ここでは上下方向のみ取り上げる。この地震で得られた 1 階と 9 階の加速度記録を図 3.1 に示す。9 階の応答は 1 階の応答に比べて約 3 倍程度大きい。これらの加速度記録のフーリエスペクトルを図 3.2 に示す。9 階のスペクトルでは 3Hz、5.7Hz、7Hz で卓越していることがわかる。また、1 階から 9 階への伝達関数を求めたものを図 3.3 に示す。

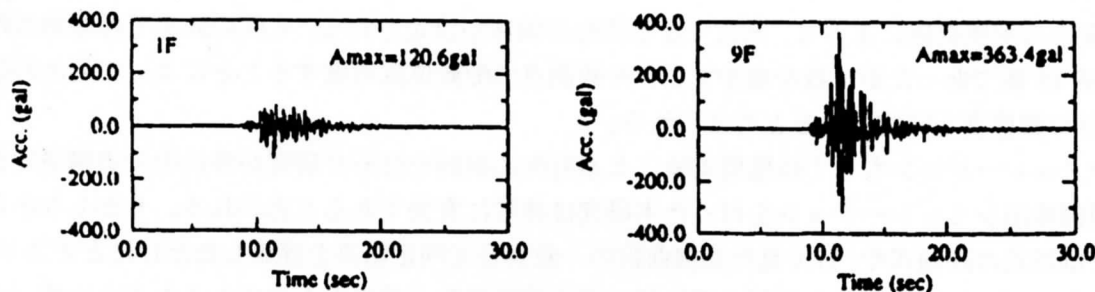


図 3.1 地震観測記録の加速度波形

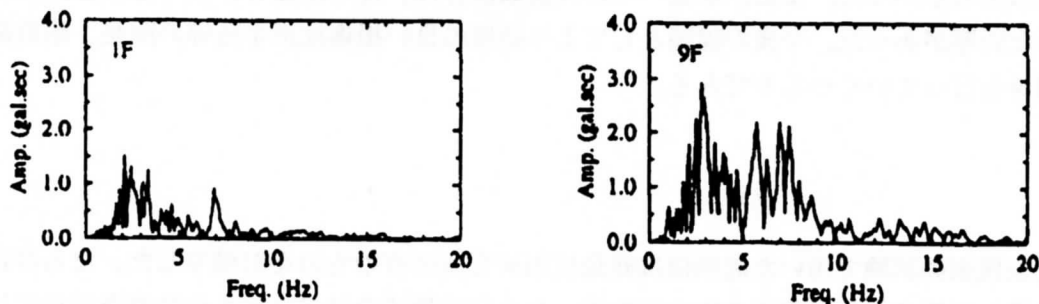


図 3.2 地震観測記録のフーリエスペクトル

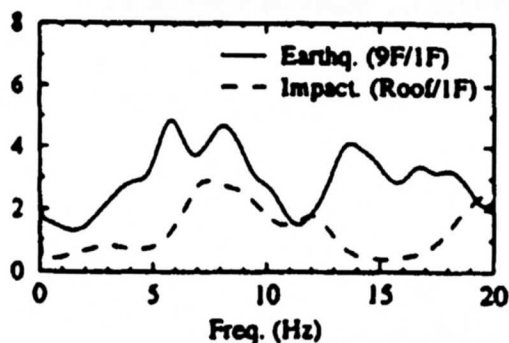


図 3.3 地震観測記録とインパクター振動試験の伝達関数(平滑化済み)

ちなみに図 3.3 の伝達関数は Hanning ウィンドウを用いて平滑化を行ったものである。この伝達関数から図 3.2 にみられる 9 階のスペクトルにおける 3Hz のピークは地震動による入射波の影響であることがわかる。図 3.3 の伝達関数よりこの地震による上下方向の一次固有振動数は 6Hz 付近であると考えられる。

(3) インパクターを用いた振動試験の記録

インパクター振動試験で得られたデータのうち、地震観測記録との比較検討用として Case-A と同じ観測点、観測方向でインパクターによる加振点の位置が Case-A の場合よりも南側 1.85m の位置の場合における上下データから求めた 1 階中央部付近と屋上中央部付近の上下データの速度波形を用いる。この波形を図 3.4 に示す。1 階と比べて屋上での応答は約 1.35 倍であり、地震観測記録と比べて増幅率は小さな値になった。このことは入力の違いによって増幅率が異なることを示している。この速度波形のフーリエスペクトルを図 3.5 に示す。この図において地震観測記録に見られた 3Hz の卓越は見られない。この屋上と 1 階のデータから求めた伝達関数は前出の図 3.3 のようになった。この図より振動試験による上下方向の一次固有振動数は 8Hz 付近と考えられる。

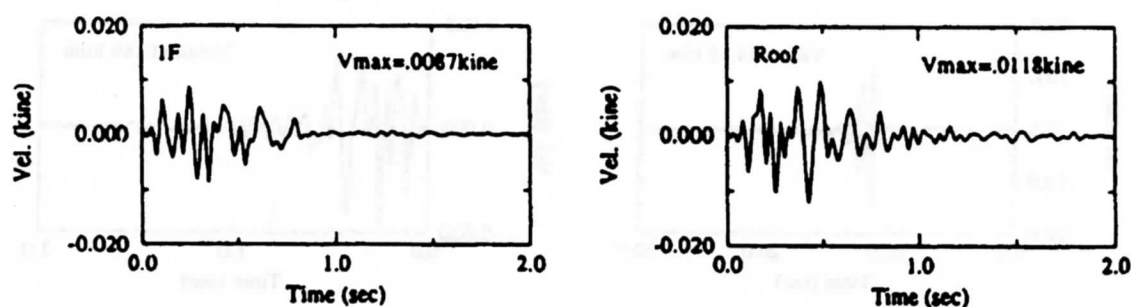


図 3.4 インパクター振動試験の速度波形

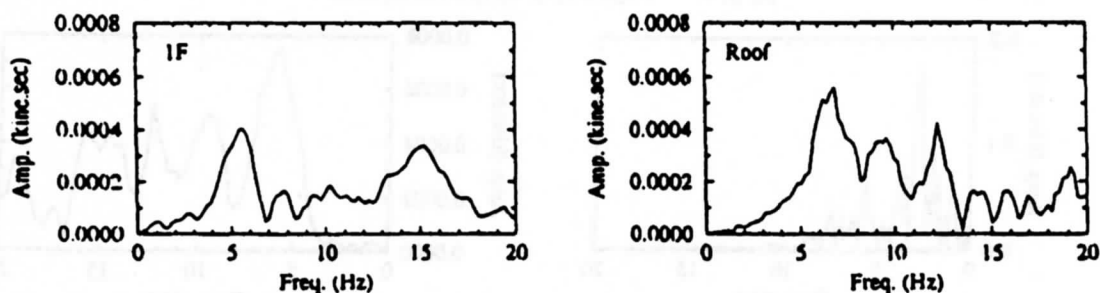


図 3.5 インパクター振動試験のフーリエスペクトル

(4) 入力のがきさが固有振動数に及ぼす影響

地震観測記録による伝達関数とインパクター振動試験の伝達関数を比較すると、地震観測記録による一次固有振動数の値は振動試験による一次固有振動数の約 70%であることがわかる。このことは 1998.9.15 宮城県南部地震時の構造物の剛性が振動試験の時と比べて約 50%程度低下していたことを示している。このような入力の違いによる固有振動数の違いは第 1 章の対象建屋の固有振動数の経年変化でも述べたように地震観測記録と常時微動測定を比較した場合も見られる現象である。この入力の違いを考慮して固有振動数が地震観測記録に合うようにインパクター振動試験による伝達関数の振動数に 0.7 を掛けてずらしたものと、地震観測記録による伝達関数を図

3.6 に示す。図に示すように入力の違いによる伝達関数のずれを固有振動数が一致するようにスライドさせることにより地震時と同じような伝達関数を得ることができる。

応答の大きさを比較するにあたって、図 3.7 に地震観測記録の 1 階に対する 9 階の相対速度波形と衝撃波発生装置を用いた振動試験による 1 階の屋上に対する相対速度波形を示す。また、それに対応するフーリエスペクトルを図 3.8 に示す。これらの速度波形の最大値において地震観測記録の方が振動試験の場合よりも 3 ケタ大きな値になっている。フーリエスペクトルの場合では地震観測記録の方が振動試験に比べて 2 ケタ大きくなっている。また、インパクト振動試験の方が比較的高い振動数でも十分な応答を得ており、高次のモードについて検討する際により有用であると考えられる。

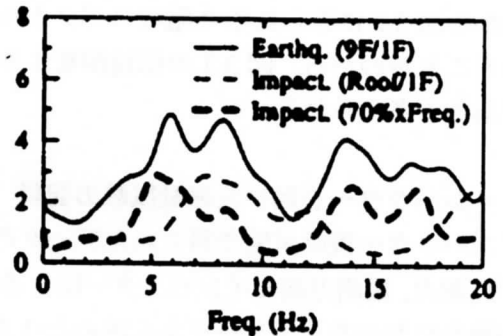
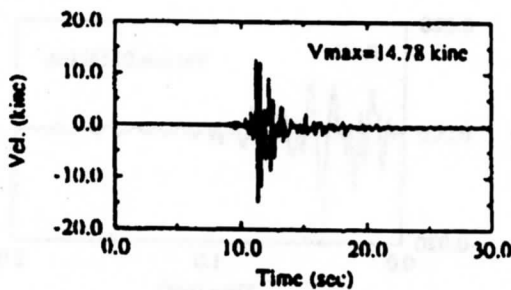
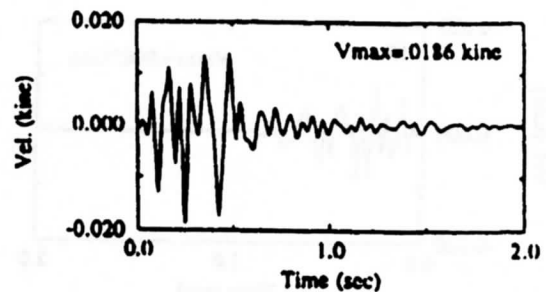


図 3.6 振動試験の方をスライドさせた伝達関数

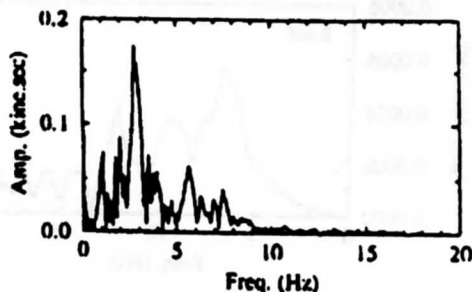


(a) 地震観測記録

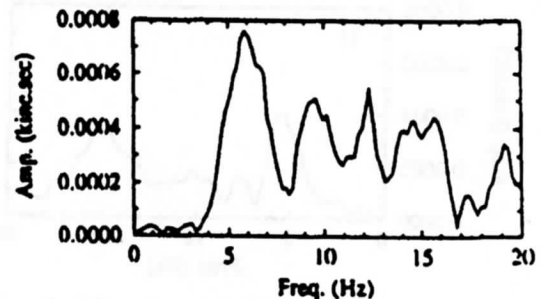


(b) 振動試験

図 3.7 1 階に対する相対速度波形



(a) 地震観測記録



(b) 振動試験

図 3.8 相対速度波形のフーリエスペクトル

(5) まとめ

この節では上下方向に関して地震観測記録とインパクト振動試験を比較した。考察をまとめると次のようになる。

- 1) 伝達関数の形状について、入力が小さいインパクト振動試験時に比べて入力が大きい 1998.9.15 宮城県南部地震時の剛性の方が 50%程度低下しており、構造部材における剛性の非線形性が確認できた。また、インパクト振動試験の伝達関数を地震観測の伝達関数の固有振動数と合うようにスライドさせることで地震観測の伝達関数と同じような形状の伝達関数

を得ることができる。

- 2) 伝達関数の大きさや波形の増幅率は地震観測のほうが大きい傾向を示した。これは地震動とパルス波による入力の違いに起因するものと考えられる。
- 3) 相対速度波形のスペクトルの比較より、地震観測記録よりもインパクト振動試験の結果のほうが実在構造物の動的応答において比較的高次のモードも励起させることができると考えられる。

なお、本節では上下方向のみの比較を取上げたが水平方向についても同様の傾向が見られたことを付記しておく。

3.2 常時微動観測記録との比較

(1) 目的

前節に続いてこの節ではインパクト振動試験の結果と常時微動測定記録との比較を行い、その結果について考察する。ここでは前節のインパクトの場合と同様の測定機器と測定点、測定方向で測定したデータセットを用いて前節と同じように 1 階中央付近と屋上中央付近の変位波形を求めたものを用いる。

(2) 常時微動観測記録

用いたデータは 2000 年 7 月に測定したもので、その変位波形とフーリエスペクトルを図 3.9、図 3.10 にそれぞれ示す。5～10Hz において常時微動では地震観測記録やインパクトによる振動試験で見られた程の明瞭なピークは見られない。屋上の 1.5Hz 付近のピークは並進運動の影響によるものと考えられる。また、18.5Hz 付近のピークは通気口のファンの影響であると思われる。一階から屋上への伝達関数を地震観測記録とインパクト振動試験の伝達関数に重ねて図 3.11 に示す。全体的に 5～10Hz、10～15Hz、15～20Hz に緩やかに凸になっている部分が見られる。また、常時微動観測記録の伝達関数は 0～10Hz においてはインパクトを用いた振動試験によるものに近い値をとり、10～20Hz では地震観測によるものに近い。

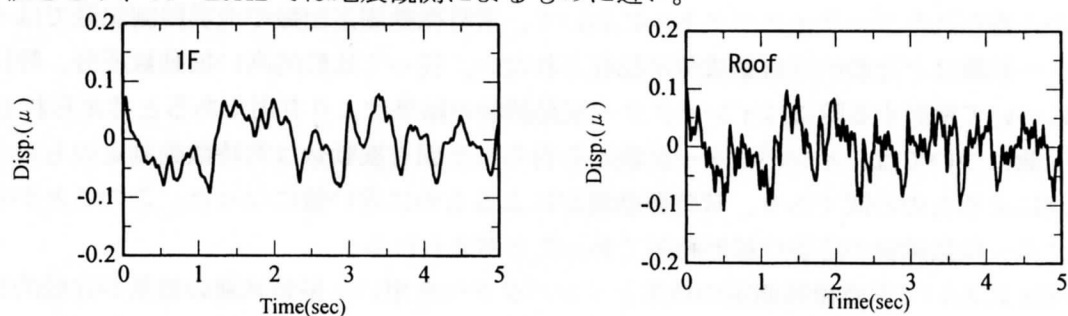


図 3.9 常時微動測定記録の変位波形の一部

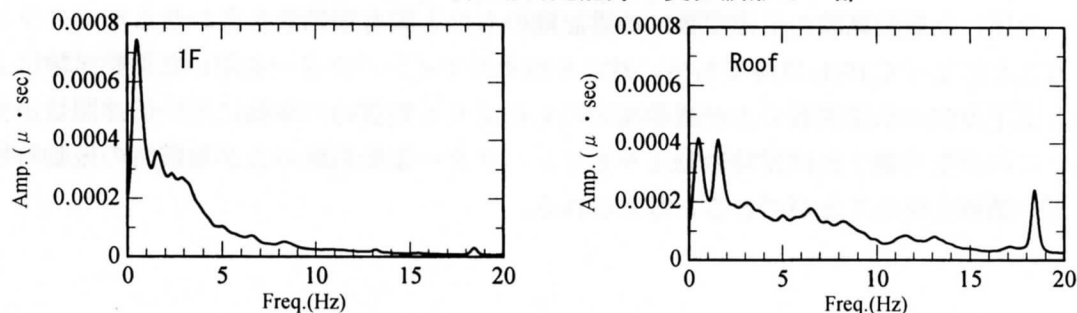


図 3.10 常時微動測定記録のフーリエスペクトル

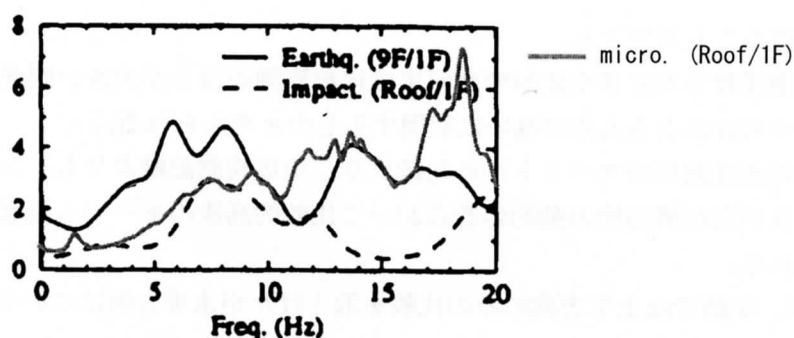


図 3.11 常時微動観測記録の伝達関数

屋上での測定記録と 1 階の測定記録の差である相対変位波形とそのフーリエスペクトルを示す。5~15Hz において前出の図 3.8(b)のインパクターによる記録ほど明瞭なピークは見られない。地盤の長周期成分の影響が強く現れている。

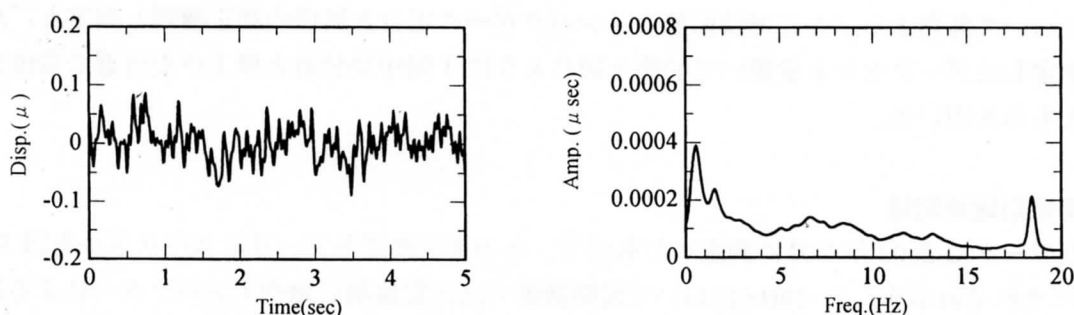


図 3.12 相対変位の波形とフーリエスペクトル

(3) まとめ

前節につづいてこの節では比較的高振動数が問題になる上下方向の観測データを用いてインパクター試験と常時微動測定記録について簡単な比較を行った。前節での結果を踏まえてこの節で得られた知見をまとめると次のようになる。

- 1) 波形から得られたフーリエスペクトルにおいて、常時微動測定記録や地震観測記録ではインパクター試験ほど比較的高振動成分が励起されない。従って比較的高い振動数成分、特に上下動について検討する際にはインパクター振動試験の結果はより有用であると考えられる。
- 2) 伝達関数については、インパクター試験から得られた固有振動数は常時微動測定のものとは地震観測によるものの間であり、常時微動測定によるものに近い値になった。このことからインパクター振動試験の応答は線形範囲であったと考えられる。
- 3) 0~10Hz において常時微動測定の結果とインパクターを用いた振動試験の結果が比較的良好な対応を見せた。10Hz 以降で異なってくるが、この点については図 3.6 に示したようにインパクターを用いた振動試験の伝達関数は地震記録のものと固有振動数を合わせる形でスライドさせることによって 10Hz 以降でも良い対応を示すのでインパクターを用いた振動試験により求めた上下方向の伝達関数の方が微動測定のものよりも地震時の挙動に近い伝達関数が得られる。この点を考慮すれば常時微動よりもインパクター振動試験の方が地震時の振動特性により近い情報を得ることができると考えられる。

4. まとめ

本研究は実在建物に対する構造物―地盤系の振動試験における、衝撃波発生装置としてのランドエアガンインパクト（以下、インパクト）の適用性について検討したものである。

インパクトの振動試験に対する適用性を検討するにあたり、東北大学人間環境系研究棟を対象建屋として実際に構造物―地盤系の振動試験を行った。対象建屋は竣工当時から各種振動試験、地震観測、常時微動測定が行われており、今回のようなインパクトの振動試験への適用性を検討するには最良の対象であると考えられる。

また、本報告ではインパクト振動試験との比較対象記録として2000年7月に行った不平衡重錘型起振機を用いた振動試験、及びこの時に測定した微動測定記録、並びに1998.9.15宮城県南部地震を取上げた。起振機振動試験は対象建屋の耐震改修前に行われ、改修前の竣工当時に対する損傷度を検討する際に用いた構造物の振動特性から損傷度評価を行う手法についても述べた。また、1998.9.15宮城県南部地震については近年の対象建屋での地震観測で比較的大きな応答が得られたものなので取上げた。検討結果をまとめると次のようになる。

第1章では本研究の目的、及び衝撃波発生装置として用いたランドエアガンインパクトと対象建屋である東北大学人間環境系研究棟を簡単に紹介し、振動試験の概要とその測定結果とモード形を示した。その結果は今までの地震観測や各種振動試験、常時微動測定の固有振動数と比較して概ね妥当なものであり、インパクトは構造物―地盤系の振動試験を行う際の加振源としての使用が可能であることを示した。また、インパクト自体の性能として発生させる波が0～40Hzといった比較的広い帯域のパルス波を発生させることが可能な事、及び波の再現性に優れているのでスタッキングを用いたデータ処理を利用することが可能であり、高次モードを検討することも可能であることを示した。

第2章では不平衡重錘型起振機を用いた構造物の振動試験を取上げ、インパクト振動試験の結果は起振機振動試験による共振曲線や位相曲線と比較的良好な対応を示すこと、ならびにその結果を用いての実在構造物の損傷度評価手法を示し、対象建屋の竣工当時に対する2000年7月の損傷度評価を行った。その際、モデル構造を骨組みモデルとし、部材を領域で区別することで損傷度評価を行えることを示すと共に、観測点の配置位置によって同定できる部材の領域が決定されることを示した。

第3章では1998.9.15宮城県南部地震と常時微動測定記録を取上げ、第1章で取上げなかった屋上と1階の中央付近の上下方向についてのインパクト振動試験による結果と比較した。地震観測記録による固有振動数は入力が大きいくほど微動測定の固有振動数から長周期側になるので、地震観測記録の固有周期とインパクト試験の固有振動数が合うようにスライドさせた。その結果、伝達関数の形は非常に良く似た形状を示した。常時微動測定記録との比較では10Hz以降で違いが見られたが、インパクト振動試験による伝達関数の方が地震観測記録に近い結果になった点を考慮すれば常時微動測定記録よりもインパクト試験による結果の方が有用であると考えられる。また、地震観測記録や常時微動測定よりも高次モードを励起させることを確認した。

以上のような知見により、構造物―地盤系の振動実験において衝撃波発生装置としてのランドエアガンインパクト（以下、インパクト）の有用性を確認した。今後も構造物の振動特性を検討するにあたって振動試験は重要な役割を担って行くものと考えられるが、可搬性に富み、比較的簡易に実施できるインパクトを用いた振動試験は非常に有用であると考えられる。

5. 付録

5.1 速度振幅の距離減衰と振動数帯域、及び S/N 比

インパクト振動試験時において、インパクトによって発生する波の上下方向の距離減衰と S/N 比について検討するための試験も併せて実施した。以下、試験概要と結果を簡単に報告する。

(1) 試験概要

測定に用いたのは前述の微動計と地震計である。加振位置から 5m の地点の地震計記録と 25m、50m、75m、100m、125m 地点の微動計記録(各地点 3 個)の多点同時観測による最大振幅と距離の関係から振動試験で用いたランドエアガンインパクトにより生じる波の距離減衰を求めた。地震計記録は微動計記録との比較の為、加速度記録を速度記録に変換したものを用いた。

(2) 速度振幅の距離減衰

インパクトによって発生した鉛直方向の衝撃波は加振点から外側に向かって放射状に伝播していく。その波は半球状に伝播して行く実体波と遅れて伝播して行く表面波から構成される。幾何減衰等によって波の振幅は加振源から離れるにしたがって小さくなっていくが、主にエネルギーを伝えていくのは Reyleigh 波である。

図 5.1 は測定結果である。図中の直線は最小二乗法により求めたもので、これによりインパクトにより生じる波の速度振幅が距離の-1.87 乗で減衰していくことがわかった。

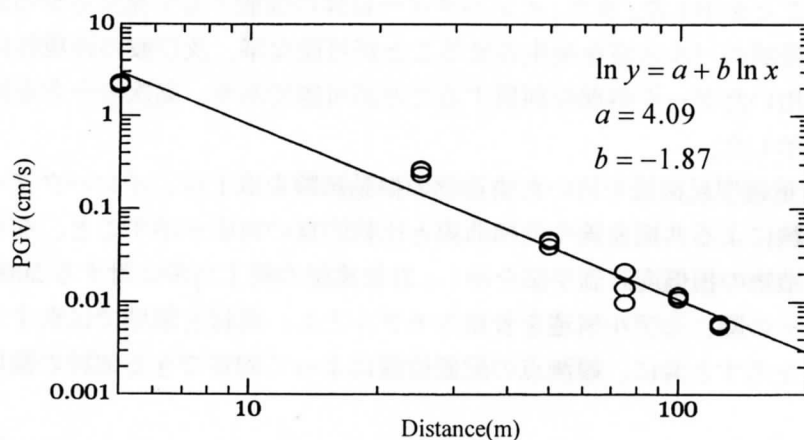


図 5.1 距離減衰測定結果

(3) 上下動の振動数帯域と S/N 比

この試験で得られたデータと同じ微動計の配置で測定した常時微動測定のスペクトルを比較することで、インパクトによって発生した波の上下動の振動数帯域とその S/N 比がわかる。その結果を図 5.2 に示す。図中の点線がインパクトにより発生した波の応答と常時微動によるもので、実線が常時微動のみによるものである。これによりインパクトにより生じた波の上下動成分は主に 10Hz 以降のものであり、距離を置くにしたがって地盤の特性により 5~10Hz の波が励起されている。S/N 比については加振点と測定点が 100m 以内の場合は良好な結果を与えるものである。

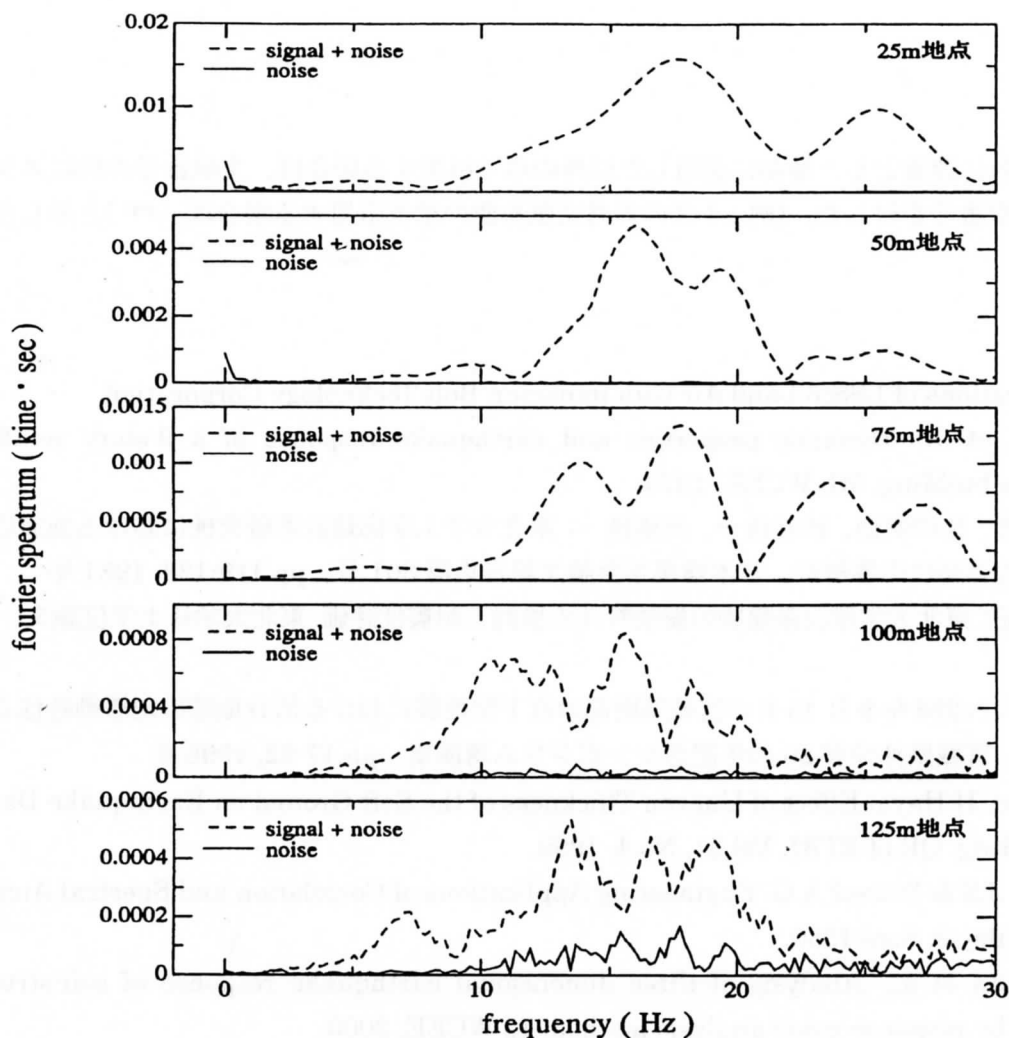


図 5.2 測定点ごとのフーリエスペクトル

5.2 相反定理の検討

インパクター振動試験の際に相反定理の検討も行った。ここではインパクターを用いて Case-B の加振点にて加振した場合における Case-C の加振点での応答記録と、その逆に Case-C の加振点にて加振した場合の Case-B の加振点における応答記録の 2 つのデータを用いた。この 2 点間の距離は約 113.5m である。この速度波形とフーリエスペクトルを図 5.3 に示す。図に示すように速度波形、スペクトルとも概ね一致しており、このことは振動試験におけるインパクターの使用に際して、相反定理が成り立つことを示している。

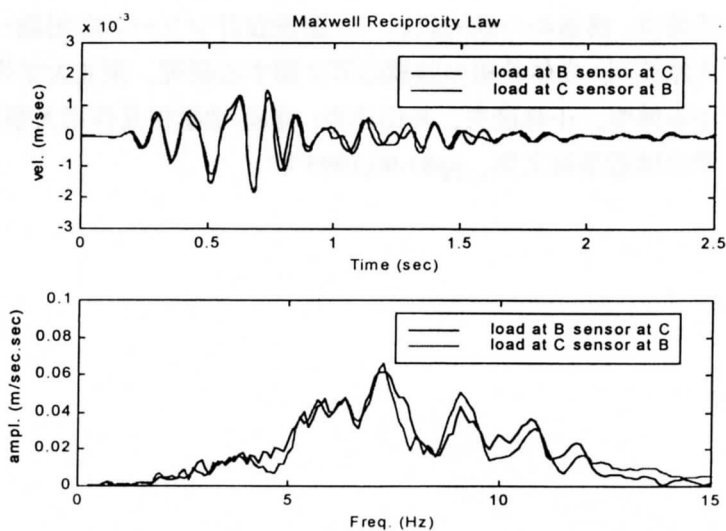


図 5.3 速度波形とフーリエスペクトルを用いた相反定理の検証

参考文献

文献は章毎に連番とし、最初に引用した以外の章で引用する場合は、文献番号の前にスラッシュを挟んで章番号を付した。(例：1章の参考文献を他の章で引用する場合は「1/4」と示した。)

第1章

- 1) Specifications of LSS-6 Land Air Gun impactor, Bolt Technology Corporation.
- 2) T.Shiga et al.: Dynamic properties and earthquake response of a 9-story reinforced concrete building, 5th WCEE, 1973.
- 3) 志賀敏男、柴田明德、渋谷純一、高橋純一：東北大学工学部建設系研究棟における強震応答実測とその弾塑性応答解析、日本建築学会論文報告集第301号、pp.119-129, 1981年
- 4) 藤橋一紀：東北大学建設系建物の振動特性の検討と耐震性評価、東北大学修士学位論文、1997年
- 5) 源栄正人：1998年9月15日の宮城県南部の直下型地震における仙台地域の地震動特性と構造物被害、宮城県沖地震20周年記念シンポジウム講演集、pp.17-22, 1998年
- 6) M. Nasu, H.Haya: Effect of Uneven Thickness of the Soft Ground on Earthquake Damage to Building, QR of RTRI, Vol.31, No.4, 1990.
- 7) Bendat J.S.& Piersol A.G: Engineering Applications of Correlation and Spectral Analysis; John Wiley & Son; 1980.
- 8) M. Takita et al.: Analysis of three dimensional earthquake response of soil-structure system by response mode analysis method; 12 WCEE, 2000.

第2章

- 1) 日本建築学会、建築構造物の振動実験、1978年
- 2) 武藤清：構造物の動的設計 一耐震設計シリーズ応用編一、1977年
- 3) 大原英司：立体骨組の強震応答に関する研究、東北大学修士学位論文、1981年
- 4) 山谷博愛、小林俊夫、杉山達也：建屋-地盤相互作用大型模型の強制振動実験研究、日本建築学会構造系論文集、pp81-90,1995年

發表論文

本報告書収録の学術雑誌等発表論文は本ファイルに登録しておりません。なお、このうち東北大学在籍の研究者の論文で、かつ、出版社等から著作権の許諾が得られた論文は、個別に **TOUR** に登録しております。